



ESTADO PLURINACIONAL DE
BOLIVIA

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE Y AGUA

VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales



Módulo

2

Contenido

I | Capítulo 7 | Tratamientos secundarios

Módulo
2

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Autoría:



FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA
CENTRO DE LAS NUEVAS
TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería,
Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:



MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

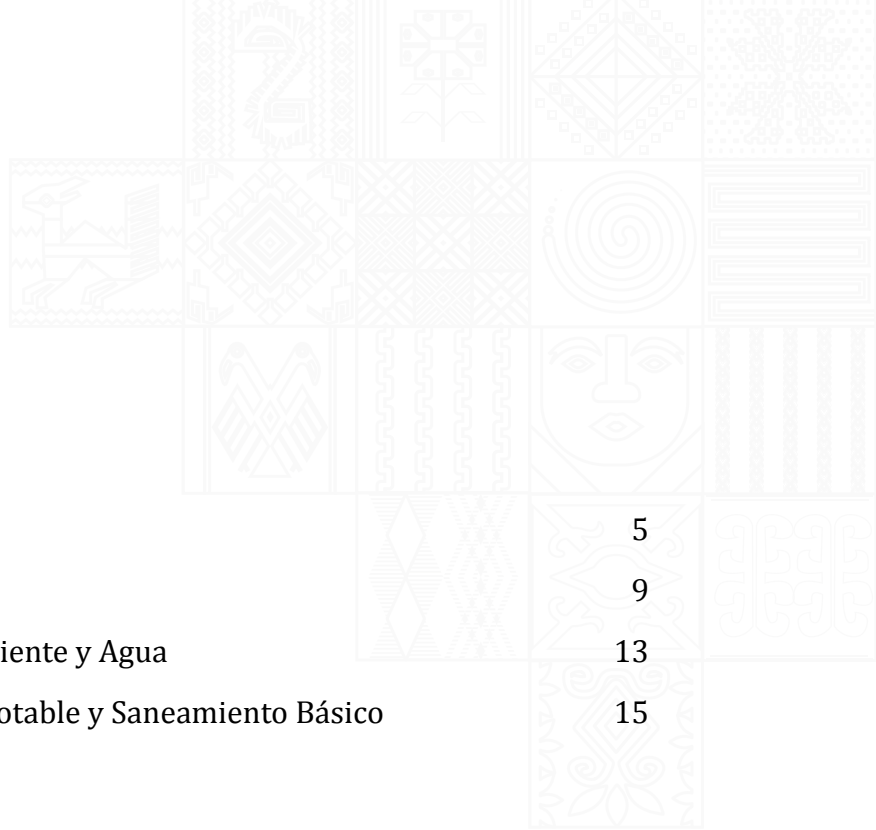
VICEPRESIDENCIA
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:





Contenido

Prefacio	5
Resolución Ministerial	9
Presentación - Ministro de Medio Ambiente y Agua	13
Presentación - Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico	15

MÓDULO 0

Capítulo 1 Introducción 31

1.1 Antecedentes y justificación	33
1.2 Objetivos	34
1.3 Enfoque	35
1.4 Metodología	37
1.5 Estructura de la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales	37
Referencias bibliográficas	41

Capítulo 2 Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia 43

2.1 Características del territorio	46
2.1.1 Organización administrativa	46
2.1.2 Demografía	47
2.1.3 Zonas ecológicas y climatología	50
2.1.4 Usos y calidad de las masas de agua	53
2.2 Saneamiento	54
2.2.1 Marco competencial	54
2.2.2 Marco normativo	57

2.2.3	Planificación	60
2.2.4	Gestión	61
2.2.5	El estado actual del saneamiento	62
2.2.6	Gestión de los residuos	72
2.2.7	Gestión de las aguas pluviales	74
	Referencias bibliográficas	75

Capítulo 3 La contaminación de las aguas y su tratamiento 77

3.1	La contaminación de las aguas	79
3.2	Los principales contaminantes de las aguas residuales	81
3.3	El tratamiento de las aguas residuales urbanas	85
3.1.1	Mecanismos de eliminación de los contaminantes	86
	Referencias bibliográficas	99

MÓDULO 1

Capítulo 4 Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) 115

4.1	Normas técnicas existentes	118
4.2	Información de carácter administrativo	119
4.3	Población servida y población horizonte del proyecto	120
4.4	Instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales	124
4.5	Gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento	127
4.6	Condicionantes para la selección del terreno en el que ubicar la PTAR	128
4.7	Condicionantes climáticas y geográficas del área de intervención	131
4.8	La gestión de las aguas de lluvia	132
4.9	Características del agua residual a tratar (caudales y cargas contaminantes), en los distintos horizontes temporales previstos	133
4.9.1	Campañas de aforo y muestreo de las aguas residuales	135
4.9.2	Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR	138

4.10	Calidad exigida al efluente tratado	141
4.11	Posible reúso de los efluentes tratados	143
	Referencias bibliográficas	146
Capítulo 5 Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos		147
5.1	Consideraciones previas	150
5.2	Análisis de los tratamientos a considerar	151
5.2.1	Pretratamiento	152
5.2.2	Tratamientos primarios	152
5.2.3	Tratamientos anaerobios	153
5.2.4	Tratamientos extensivos	156
5.2.5	Tratamientos intensivos	158
5.2.6	Tratamientos de desinfección	161
5.2.7	Tratamiento de lodos	163
5.3	Líneas de tratamiento adoptadas	167
5.3.1	Tratamientos anaerobios	168
5.3.2	Tratamientos extensivos	169
5.3.3	Tratamientos intensivos	172
5.4	Aspectos considerados en cada tratamiento	174
5.4.1	Fundamentos	174
5.4.2	Rendimientos	174
5.4.3	Producción de lodos	175
5.4.4	Generación de biogás	175
5.4.5	Consumo de energía eléctrica	175
5.4.6	Dimensionamiento	175
5.4.7	Líneas de tratamiento	176
5.4.8	Características de las líneas de tratamiento	176
5.5	Dimensionamientos básicos a efectos de comparar tecnologías	179
5.5.1	Bases de partida	179
5.5.2	Consideraciones para las estimaciones de superficie, costos de construcción y de operación y mantenimiento	183
	Referencias bibliográficas	192

Capítulo 6	Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios	193
6.1	Pozo de gruesos	196
6.2	Obra de llegada	197
6.2.1	Descripción y fundamentos	197
6.2.2	Criterios de dimensionamiento	198
6.2.3	Operación y mantenimiento	200
6.3	Pretratamiento	200
6.3.1	Desbaste	201
6.3.2	Desarenado	213
6.3.3	Desengrasado	221
6.3.4	Desarenado-desengrasado	224
6.3.5	Características constructivas de las etapas del pretratamiento	226
6.3.6	Operación y mantenimiento de las etapas del pretratamiento	228
6.3.7	Pretratamiento manual <i>vs.</i> mecanizado	232
6.4	Medición de caudales	233
6.4.1	Medición de caudal en canales abiertos	234
6.4.2	Medidores de caudal en conducciones en carga	236
6.4.3	Operación y mantenimiento	238
6.5	Tratamientos primarios	239
6.5.1	Tanque Sépticos	239
6.5.2	Tanques Imhoff	248
6.5.3	Sedimentación Primaria	258
	Referencias bibliográficas	269

MÓDULO 2

Capítulo 7 Tratamientos secundarios 287

7.1	Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)	289
7.1.1	Fundamentos	289
7.1.2	Rendimientos	292
7.1.3	Producción de lodos	293
7.1.4	Generación de biogás	293
7.1.5	Consumo de energía eléctrica	293

7.1.6	Dimensionamiento	293
7.1.7	Línea de tratamiento propuesta	296
7.1.8	Características constructivas	308
7.1.9	Operación y mantenimiento	313
7.1.10	Ventajas e inconvenientes	315
Referencias bibliográficas		316
7.2	Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)	317
7.2.1	Fundamentos	317
7.2.2	Rendimientos	322
7.2.3	Producción de lodos	322
7.2.4	Generación de biogás	323
7.2.5	Consumo de energía eléctrica	324
7.2.6	Dimensionamiento	324
7.2.7	Línea de tratamiento propuesta	334
7.2.8	Características constructivas	346
7.2.9	Operación y mantenimiento	358
7.2.10	Ventajas e inconvenientes	360
Referencias bibliográficas		362
7.3	Lagunas de Estabilización	364
7.3.1	Fundamentos	364
7.3.2	Rendimientos	370
7.3.3	Producción de lodos	375
7.3.4	Consumo de energía eléctrica	376
7.3.5	Dimensionamiento	376
7.3.6	Línea de tratamiento propuesta	388
7.3.7	Características constructivas	403
7.3.8	Operación y mantenimiento	409
7.3.9	Ventajas e inconvenientes	411
Referencias bibliográficas		413
7.4	Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial	415
7.4.1	Fundamentos	415
7.4.2	Rendimientos	419
7.4.3	Producción de lodos	420
7.4.4	Consumo de energía eléctrica	420
7.4.5	Dimensionamiento	420

7.4.6	Líneas de tratamiento propuestas	430
7.4.7	Características constructivas	450
7.4.8	Operación y mantenimiento	457
7.4.9	Ventajas e inconvenientes	458
	Referencias bibliográficas	460
7.5	Lombrifiltros	461
7.5.1	Fundamentos	461
7.5.2	Rendimientos	464
7.5.3	Producción de lodos	464
7.5.4	Consumo de energía eléctrica	465
7.5.5	Dimensionamiento	465
7.5.6	Línea de tratamiento propuesta	471
7.5.7	Características constructivas	484
7.5.8	Operación y mantenimiento	492
7.5.9	Ventajas e inconvenientes	493
	Referencias bibliográficas	495
7.6	Filtros Percoladores	496
7.6.1	Fundamentos	496
7.6.2	Rendimientos	501
7.6.3	Producción de lodos	503
7.6.4	Consumo de energía eléctrica	503
7.6.5	Dimensionamiento	503
7.6.6	Líneas de tratamiento propuesta	515
7.6.7	Características constructivas	555
7.6.8	Operación y mantenimiento	565
7.6.9	Ventajas e inconvenientes	568
	Referencias bibliográficas	569
7.7	Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	570
7.7.1	Fundamentos	570
7.7.2	Rendimientos	574
7.7.3	Producción de lodos	574
7.7.4	Consumo de energía eléctrica	575
7.7.5	Dimensionamiento	575
7.7.6	Líneas de tratamiento propuesta	585
7.7.7	Características constructivas	608

7.7.8 Operación y mantenimiento	612
7.7.9 Ventajas e inconvenientes	614
Referencias bibliográficas	615
7.8 Aireación Extendida	617
7.8.1 Fundamentos	617
7.8.2 Rendimientos	620
7.8.3 Producción de lodos	621
7.8.4 Consumo de energía eléctrica	621
7.8.5 Dimensionamiento	621
7.8.6 Línea de tratamiento propuesta	650
7.8.7 Características constructivas	664
7.8.8 Operación y mantenimiento	668
7.8.9 Ventajas e inconvenientes	669
Referencias bibliográficas	670

MÓDULO 3

Capítulo 8 Tratamientos para la eliminación de nutrientes	687
8.1 Nitrificación	690
8.1.1 Oxidación de carbono y nitrificación en una sola etapa	693
8.2 Eliminación de nitrógeno	697
8.2.1 Desnitrificación	697
8.3 Eliminación de fósforo	706
8.3.1 Eliminación biológica de fósforo	706
8.3.2 Eliminación química del fósforo	710
8.4 Eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo	712
8.4.1 Proceso A ² /O	713
8.4.2 Reactores SBR	714
Referencias bibliográficas	715

Capítulo 9 Tratamientos de desinfección 717

9.1 Características de las aguas tratadas de las diferentes líneas de tratamiento propuestas, a efectos de su desinfección	721
9.2 Tratamientos de desinfección aplicables a las aguas residuales tratadas	721
9.2.1 Cloración	722
9.2.2 Radiación UV	735
9.2.3 Lagunas de Maduración	751
9.2.4 Humedales Artificiales de Flujo Superficial	755
9.3 Selección de tratamientos para la desinfección de las aguas tratadas	763
9.3.1 Líneas de desinfección propuestas	764
Referencias bibliográficas	772

Capítulo 10 Reúso de las aguas tratadas 775

10.1 Visión general del reúso de las aguas tratadas	777
10.2 Beneficios y riesgos del reúso de las aguas tratadas	780
10.2.1 Riesgos del reúso de las aguas tratadas para la salud	782
10.2.2 Evaluación de riesgos en el reúso de las aguas tratadas	785
10.3 Pautas y normativas sobre el reúso de las aguas tratadas	786
10.3.1 Panorámica general	786
10.4 Estado del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en países limítrofes	797
10.4.1 La situación del reúso de aguas tratadas en Bolivia	797
10.4.2 El reúso de aguas tratadas en Brasil	801
10.4.3 El reúso de aguas tratadas en Chile	801
10.4.4 El reúso de aguas tratadas en Paraguay	802
10.4.5 El reúso de aguas tratadas en Perú	803
10.4.6 El reúso de las aguas tratadas en México	804
10.5 Tecnologías de regeneración	804
10.5.1 Tratamientos fisicoquímicos	805
10.5.2 Filtración	810
10.5.3 Tamices	816
10.5.4 Membranas	818
10.6 Esquema básico de un sistema de reúso	819
Referencias bibliográficas	821

Capítulo 11 Tratamiento de lodos	825
11.1 Producción y características de los lodos	828
11.2 Tecnologías de tratamiento	830
11.2.1 Espesamiento de lodos	832
11.2.2 Estabilización de lodos	842
11.2.3 Acondicionamiento de los lodos	857
11.2.4 Deshidratación de lodos	861
11.3 Líneas de tratamiento de lodos propuestas para los dimensionamientos básicos	900
Referencias Bibliográficas	908
Capítulo 12 Criterios de selección de las líneas de tratamiento	911
12.1 Elementos de los problemas de decisión	915
12.2 Metodología multicriterio aplicada a la selección de tratamientos de las aguas residuales	918
12.2.1 Conocimiento técnico	920
12.2.2 Estudios previos	921
12.2.3 Criterios de selección	921
12.3 Los criterios limitantes	948
12.4 La ponderación de los criterios de selección	950
12.5 La valoración de cada alternativa respecto a cada criterio de selección	951
12.6 La matriz de decisión	952
12.7 La selección final	954
Referencias bibliográficas	955
ANEXOS	
Anexo 1 Detalles constructivos	971
Anexo 2 Cuadro de precios	989
Anexo 3 Glosario de términos	995
Anexo 4 Glosario de unidades	1047

Capítulo 7

Tratamientos secundarios



Capítulo 7

Tratamientos secundarios

En este capítulo se abordan los distintos tratamientos secundarios seleccionados para su desarrollo y estudio en la presente guía: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA); Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA); Lagunas de Estabilización; Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial; Lombrifiltros, Filtros Percoladores; Contactores Biológicos Rotativos y Aireaciones Extendidas, en consonancia con lo comentado en el Capítulo 5.

Para estos tratamientos se describen sus fundamentos y diagramas de flujo básicos, se recogen sus métodos de diseño, se analizan las características de la línea de tratamiento seleccionada, se presentan los resultados del dimensionamiento básico llevado a cabo sobre esta línea y que permite la estimación de sus requisitos de superficie y de sus costos de implementación, operación y mantenimiento. Finalmente, se especifican sus características constructivas y sus labores de operación y mantenimiento.

7.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)

7.1.1 Fundamentos

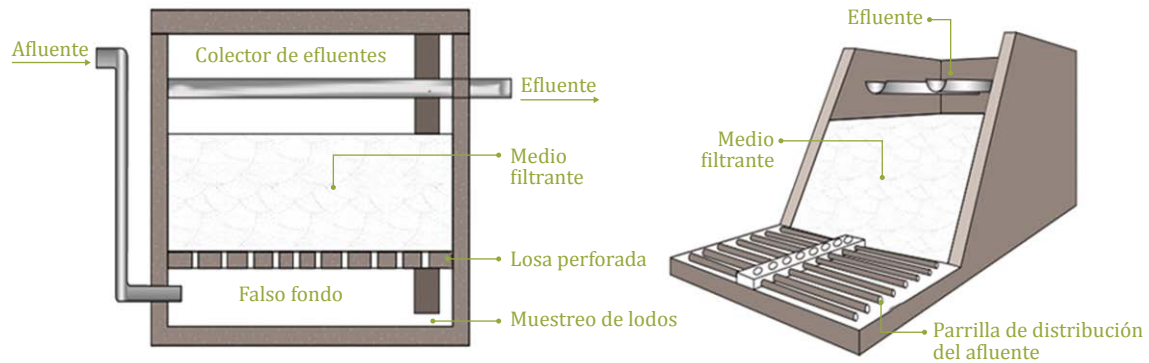
Los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) constituyen una tecnología de tratamiento de las aguas residuales, vía anaerobia, en la que las aguas a tratar atraviesan, en sentido ascendente, un material filtrante.

Las aguas residuales, tras pasar por una etapa de tratamiento primario (Tanque Séptico, o Tanque Imhoff), se introducen por la parte inferior del filtro, bien a través de un falso fondo, coronado en su parte superior por una losa perforada

que retiene al material de soporte y que permite el paso de las aguas a tratar, o bien, de una parrilla de distribución, dispuesta en el fondo del filtro.

Las aguas ascienden por el material de soporte y abandonan el filtro por su parte superior, mediante una serie de canaletas o de tubos colectores (Figura 7.1).

Figura 7.1. Esquemas de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) (CONAGUA)



El tratamiento de las aguas tiene lugar a su paso por el material filtrante, al que se fijan los microorganismos responsables de los procesos biológicos de depuración vía anaerobia, en forma de biopelícula. Además, mediante procesos físicos de filtración, las partículas de mayor tamaño quedan también retenidas en el material de soporte.

Por tanto, la biomasa retenida en los FAFA se puede encontrar como (von Sperling y Chernicharo, 2005):

- Una biopelícula fijada a la superficie del material filtrante.
- Biomasa dispersa retenida en los intersticios del material filtrante.
- Flóculos retenidos en el falso fondo, por debajo del material filtrante.

Figura 7.2. Tanque Séptico y Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (PTAR de Corocoro, La Paz, Bolivia).



El material que se emplee como relleno de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente debe reunir los siguientes requerimientos (Chernicharo, 2007):

Tabla 7.1. Requerimientos del material de relleno a emplear en los FAFA.

Requerimiento	Objetivo
Ser estructuralmente resistente	No presentar reacciones entre el medio filtrante y las aguas a tratar y los microorganismos.
Ser suficientemente ligero	Evitar estructuras pesadas para permitir la construcción de filtros relativamente altos, lo que implica una reducción de la superficie necesaria para la instalación del sistema.
Tener gran área específica	Permitir que se adhieran altas cantidades de biomasa bacteriana.
Tener una alta porosidad	Permitir un área libre disponible para la acumulación de bacterias y reducir la posibilidad de atascamiento.
Deseable la rápida colonización de microorganismos	Reducir el tiempo de la puesta en marcha del filtro.
Presentar una superficie rugosa, carente de formas planas	Asegurar la buena adherencia y alta porosidad.
Tener un precio reducido	Hacer el proceso técnica y económicamente factible.

A estos requerimientos debe añadirse la fácil disponibilidad del material filtrante en las cercanías de la zona de intervención.

En el apartado 3.3.1.2 de la presente guía se analizan en detalle los fundamentos de los procesos anaerobios en los que se basa este tipo de tecnología de tratamiento, así como los principales factores que intervienen en este tipo de procesos.

El hecho de que el rango poblacional que cuenta con un mayor número de este tipo de instalaciones de tratamiento sea el de las pequeñas poblaciones, donde se dispone de una experiencia contrastada, unido a que en la exhaustiva revisión bibliográfica llevada a cabo sobre esta tecnología se hayan constatado importantes diferencias en lo referente a los parámetros de funcionamiento en función del tamaño de la población tratada, han aconsejado que por prudencia se limite su rango de aplicación, en la presente guía, a 1.000-2.000 habitantes.

Por otro lado, al basarse esta tecnología de tratamiento en procesos anaerobios, no es adecuada para su construcción en la zona ecológica del Altiplano (por sus bajas temperaturas), donde su instalación tan sólo se justificaría después de llevar a cabo un estudio exhaustivo y considerando los riesgos de tener bajos rendimientos (MMAyA, 2010).

En aquellas situaciones del Altiplano en las que las redes de colectores sean muy pequeñas y no presenten infiltraciones, lo que permite conservar mejor la temperatura de las aguas residuales generadas en las viviendas, sí podría plantearse la construcción de los FAFA como solución para su saneamiento.

7.1.2 Rendimientos

Van Haandel y Lettinga (1994) desarrollaron, a partir de datos de instalaciones piloto, la siguiente ecuación para determinar los rendimientos de eliminación de DQO en los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente.

$$r_{DQO} = 100 \cdot (1 - 0,87 \cdot TRH^{0,5})$$

Donde:

r DQO: porcentaje de eliminación de DQO (%)

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)

Los resultados que se obtienen de la aplicación de esta fórmula deben tratarse con cautela, ya que fue desarrollada en un número reducido de plantas piloto de pequeña escala, operando en climas cálidos.

En el caso de Bolivia, los rendimientos de eliminación de DQO en plantas reales son bastante más reducidos de los que se obtienen por la aplicación de esta fórmula.

7.1.3 Producción de lodos

La producción de lodos en los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente se estima en 0,1-0,2 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor (*Malina y Pohland, 1992*). Esta producción es del orden de 5-10 veces inferior a la que se genera en un proceso de Lodos Activados.

Dado que las cargas unitarias de DQO por zona ecológica y tamaño de la población servida son diferentes, la generación de lodos en los FAFA en estas zonas también lo será, tal y como se detalla con posterioridad en el apartado 7.1.7.1.

7.1.4 Generación de biogás

Al contar los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente con un tratamiento primario previo, que opera bajo condiciones de anaerobiosis (Tanques Sépticos o Tanques Imhoff), y dado que se ha limitado su aplicación por debajo de los 2.000 habitantes, la producción de biogás en estos filtros es reducida.

7.1.5 Consumo de energía eléctrica

Al disponerse habitualmente los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente enterados, pueden operar sin ningún consumo energético, al discurrir las aguas a tratar por gravedad a través de toda la línea de tratamiento.

7.1.6 Dimensionamiento

7.1.6.1 Eliminación de la materia carbonada

En el rango de población seleccionado, para el dimensionamiento de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente para la eliminación de la materia carbonada, se ha recurrido al empleo de la Norma brasileña NBR 13969 (1997). Esta norma se circunscribe a "*sistemas locales de tratamientos de aguas residuales*",

definiéndose estos como: "sistemas donde las distancias entre las fuentes generadoras de aguas residuales y su tratamiento son próximas entre sí, no necesitando normalmente una red extensa de alcantarillado".

La mencionada norma hace uso de los siguientes parámetros de diseño:

- Tiempo de retención hidráulica
- Volumen ocupado por el material de relleno
- Altura del material de relleno

El tiempo de retención hidráulica viene dado por la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)

V: volumen ocupado por el material de relleno (m³)

Q: caudal de aguas a tratar (m³/d)

El volumen del material de relleno se determina haciendo uso de la expresión (NBR 13969, 1997):

$$V = 1,60 \cdot N \cdot C \cdot TRH$$

Donde:

N: número de habitantes servidos (habitantes)

C: dotación de aguas residuales por habitante (L/hab/d)

Debe establecerse un tiempo de retención hidráulica suficiente para garantizar el correcto tratamiento de las aguas. Este tiempo está influenciado por la temperatura y por el caudal de las aguas residuales a tratar (en este caso el generado por poblaciones de 1.000-2.000 habitantes ubicadas en los Valles y Llanos), de acuerdo con la Tabla 7.2 (NBR 13969, 1997).

Tabla 7.2. Tiempos de retención hidráulica (en días), en función de la temperatura media del agua en el mes más frío y del caudal de alimentación.

Caudal de alimentación (m ³ /d)	Temperatura media del mes más frío (°C)		
	< 15 °C	15 - 25 °C	> 25 °C
> 9	0,75	0,50	0,50

La altura del material de relleno, incluyendo la altura del falso fondo (cuando se disponga de este), debe acotarse a 1,20 m. La altura del falso fondo debe limitarse a 0,60 m, incluyendo el espesor de la losa (NBR 13969, 1997).

7.1.6.2 Eliminación de las formas nitrogenadas y del fósforo

Los procesos anaerobios que se dan en los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente alcanzan eliminaciones de la materia orgánica biodegradable del orden del 40-70% de reducción de DQO, pero su eficiencia es muy baja a la hora de eliminar nutrientes (N y P).

7.1.6.3 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente:

1.- Determinación del volumen del material de relleno

Para la determinación del volumen del material de relleno se hace uso del TRH seleccionado en función de la temperatura media del agua en el mes más frío de la zona en la que se implante el filtro y del caudal diario a tratar de aguas residuales (Tabla 7.2). A partir de este TRH, se determina el volumen del material de relleno, empleando la expresión:

$$V = 1,60 \cdot N \cdot C \cdot TRH$$

2.- Determinación del área de la sección transversal del filtro

Fijada la altura del material de relleno, y teniendo en cuenta su volumen, se determina el área de la sección transversal del filtro, haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

S: área de la sección transversal del filtro (m^2)

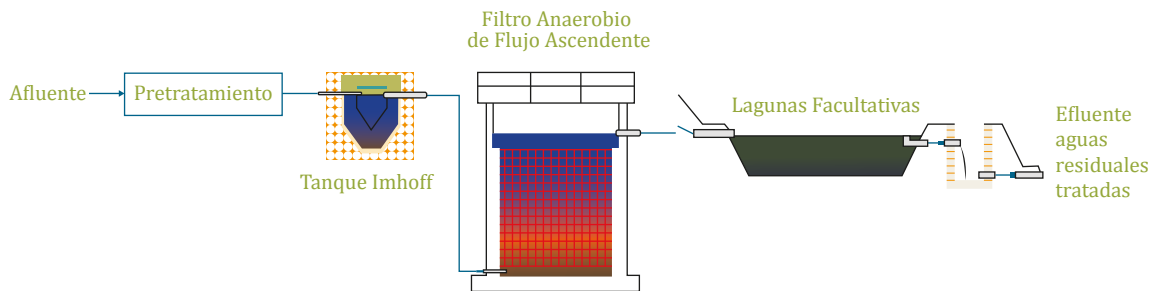
h: altura del material de relleno (m)

A partir de esta área, y en función de la geometría que se adopte para el FAFA, se determinan sus dimensiones en planta.

7.1.7 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.1.1, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente, en base a la cual se desarrolla el dimensionamiento básico, es la siguiente:

Figura 7.3. Línea de tratamiento propuesta para los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente.



7.1.7.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos de depuración

Los rendimientos que se pueden alcanzar con la línea de tratamiento propuesta se muestran en la tabla adjunta (NBR 13969, 1977).

Tabla 7.3. Rendimientos de la línea de tratamiento.

	Tanque Imhoff + FAFA ¹ (%)	Rendimiento global (%)
Sólidos en suspensión (%)	60 - 90	70 - 80
DBO ₅ (%)	40 - 75	75 - 85
DQO (%)	40 - 70	70 - 80
N _T (%)	-	10 - 25 ²
P _T (%)	-	10 - 15
Coliformes fecales (u. log.) ³	-	2 - 3

¹Los valores límites inferiores de los rendimientos corresponden a temperaturas de operación inferiores a 15 °C y los superiores con temperaturas de operación por encima de 25 °C.

²Si se requiere un porcentaje mayor de eliminación de N_T, se debe diseñar la Laguna Facultativa específicamente para este fin.

³Unidades logarítmicas eliminadas.

En general, los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente implantados en Bolivia arrojan rendimientos algo inferiores a los que se recogen en la bibliografía, incluso cuando operan con TRH favorables.

Influencia de la climatología y de la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme esta baja, tal como se muestra en la Tabla 7.3.

Al basarse el sistema de tratamiento en procesos anaerobios, debe tenerse en cuenta que no es recomendable su aplicación para temperaturas medias del agua a tratar en el mes más frío del año por debajo de los 15 °C.

La disposición generalmente enterrada de los FAFA les confiere una cierta protección térmica, minimizándose las pérdidas de calor al exterior.

El comportamiento de las Lagunas Facultativas también se ve afectado por la temperatura, recogiendo esta afectación en los métodos propuestos para su dimensionamiento (apartado 7.3.5).

En lo referente a la influencia de la altitud a la que se ubiquen los FAFA sobre su comportamiento, esta influencia no se encuentra aún suficientemente documentada.

Adaptación a la zona ecológica

Como se ha comentado anteriormente no se aconseja, en principio, la construcción de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente en la zona ecológica del Altiplano, dado que en la misma la temperatura media del agua en el mes más frío (9 °C) queda muy por debajo del límite de 15 °C establecido para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Los FAFA son una tecnología poco flexible en lo referente a las variaciones de caudal de las aguas a tratar, si bien su comportamiento, desde el punto de vista hidráulico, es mejor en el caso de las redes de alcantarillado sanitario separado, que operen correctamente, que en las de carácter combinado, dadas las fuertes distorsiones de caudal que se dan en estas últimas en los periodos de lluvias intensas.

Las Lagunas Facultativas dispuestas al final del tratamiento, al operar con TRH más elevados, presentan una mayor capacidad para afrontar las variaciones de caudal y carga.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento se generan lodos en el Tanque Imhoff y en el FAFA. Para determinar la cantidad de lodos generada en el Tanque Imhoff, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%. A los lodos generados en el Tanque Imhoff se suman los que se producen en el FAFA, a razón de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al FAFA, asumiendo una reducción de DQO en el Tanque Imhoff del 30%.

Con los datos obtenidos, se ha confeccionado la Tabla 7.4, que muestra la generación de lodos y su concentración.

Tabla 7.4. Generación de lodos de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes	
		1.000	2.000
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	20,5	24,5
	%	5	5
	L/hab/d	0,41	0,49

En esta estimación de la producción de lodos no se ha considerado la cantidad de los mismos que se van acumulando en las Lagunas Facultativas.

Las operaciones de descarga de lodos, para la limpieza del fondo de los FAFA, se efectúan en intervalos de dos a tres meses (*Ministerio de Servicios y Obras Públicas, 2005*).

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Al disponerse los FAFA habitualmente enterrados, no suelen precisar de bombeos para su alimentación, lo que simplifica sus labores de operación y mantenimiento al no contarse con equipos electromecánicos. No obstante, no debe olvidarse que los procesos de depuración en estos filtros transcurren vía anaerobia, por lo que para su control se precisa que los operadores estén familiarizados con este tipo de procesos.

Impactos medioambientales

La liberación a la atmósfera del biogás producido en los procesos de depuración, que tienen lugar en el interior de los FAFA, puede ser origen de malos olores en las inmediaciones de los filtros, como consecuencia, fundamentalmente, de la presencia en estos gases de compuestos derivados del azufre.

La quema del biogás generado minimiza estos posibles impactos olfativos, a la vez que disminuye considerablemente el efecto negativo de la emisión de gases de efecto invernadero, pues la emisión de metano es unas 23 veces más perjudicial a este respecto que la de dióxido de carbono. No obstante, esta quema del biogás producido no suele llevarse a cabo en el caso de los FAFA aplicados para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas poblaciones.

Los impactos sonoros son nulos al no implantarse equipos electromecánicos.

En lo referente a los posibles impactos visuales, al construirse los FAFA principalmente enterrados, estos impactos se minimizan notablemente. Por su parte, las Lagunas Facultativas, bien dimensionadas, construidas y operadas, ejercen impactos ambientales positivos, posibilitando la creación de hábitats adecuados para la vida de determinadas especies animales, especialmente avícolas.

En el caso de deficiencias constructivas se pueden dar filtraciones que alcancen las aguas subterráneas, contaminándolas.

Influencia de las características del terreno

Si bien las necesidades de superficie para la construcción de los FAFA (y de los Tanques Imhoff) son muy reducidas en comparación con las de las tecnologías extensivas, el hecho de complementarse el tratamiento con Lagunas Facultativas eleva estas necesidades, situándolas en un punto intermedio entre las de las tecnologías intensivas y las de las extensivas.

La selección del tipo de terreno, para la construcción de esta línea de tratamiento, juega un papel relevante para poder prescindir de los bombeos de alimentación al reactor, mediante el enterramiento del mismo. Primándose, por tanto, los terrenos fáciles de excavar y con un nivel freático bajo.

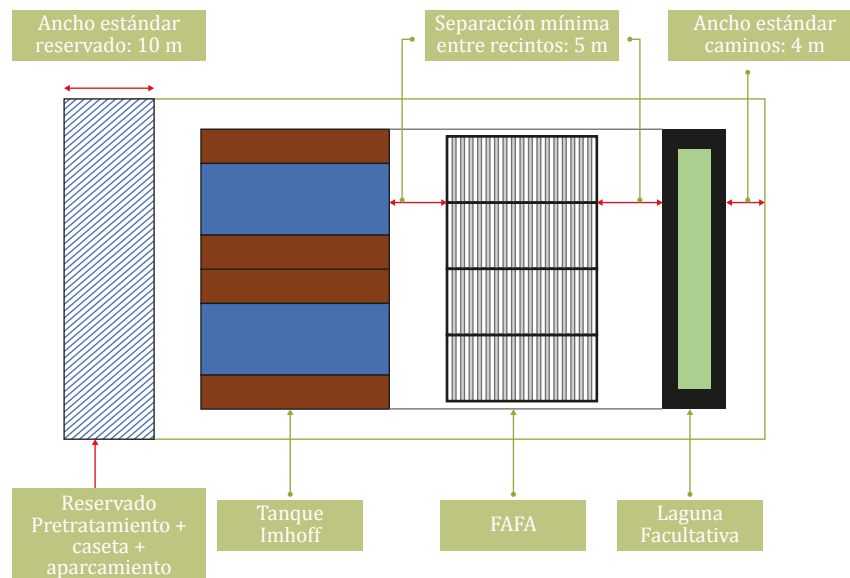
Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- En todos los casos se opera con una única línea de tratamiento.
- Pretratamiento: está constituido por un canal de desbaste, de limpieza manual, con rejillas de 3 y de 1 cm, dispuestas en serie, seguidas de un desarenador estático.
- Tratamiento primario: se recurre al empleo de Tanques Imhoff, diseñados de acuerdo a las recomendaciones recogidas en el Capítulo 6.
- Los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente se disponen enterrados y se alimentan por gravedad con los efluentes del Tanque Imhoff.
- Los FAFA operan con TRH de 12 horas.

- Como material filtrante se emplean piedras de 3-5 cm de tamaño.
- La altura del material filtrante, más de la del falso fondo, es de 1,20 m..
- Por encima del material filtrante se deja una lámina de agua de 0,3 m.
- Por encima del nivel líquido se deja un resguardo de seguridad de 0,2 m.
- Las Lagunas Facultativas se dimensionan de acuerdo con el apartado 7.3.5.1 y asumiendo un rendimiento de eliminación de DBO_5 en la combinación Tanque Imhoff + FAFA del 60%.
- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, ni para la desinfección, que se establecen en los Capítulos 11 y 9 de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración que se muestra a continuación. Debe quedar claro que esta disposición esquemática sólo se emplea para la estimación de la superficie de la línea de tratamiento en la presente Guía, puesto que en cada caso concreto, será la propia geometría del terreno disponible la que condicione la disposición de los distintos elementos que constituyan la línea de tratamiento.

Figura 7.4. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las zonas ecológicas de los Valles y los Llanos y para poblaciones comprendidas entre 1.000-2000 habitantes. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$) y carga tratada ($m^2/kg\ DBO_5/d$). Estos requisitos se presentan en las siguientes gráficas:

Figura 7.5. Requisitos de superficie por habitante servido.

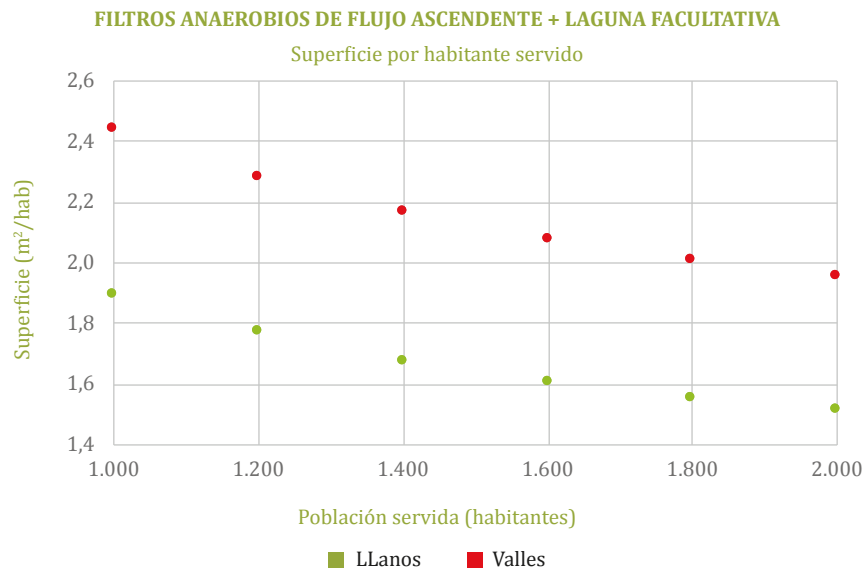


Figura 7.6. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

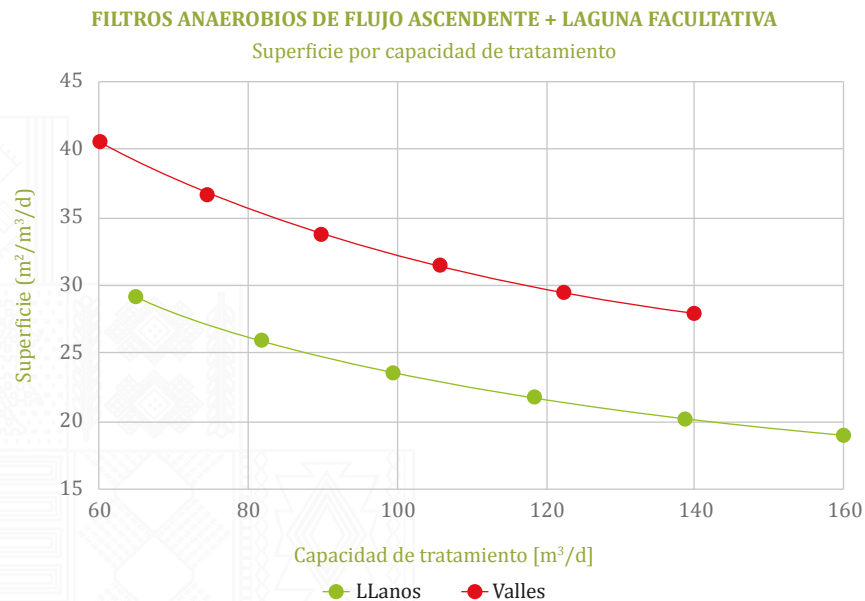
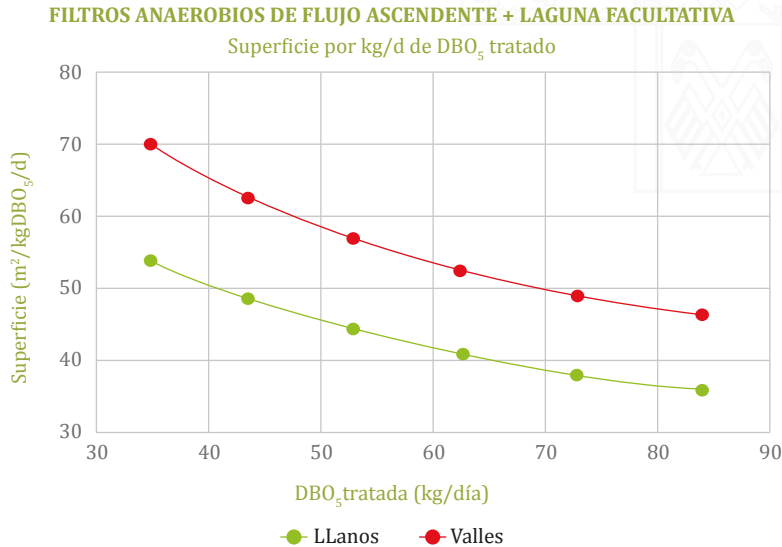


Figura 7.7. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Se observa, que los requisitos de superficie por habitante servido, capacidad de tratamiento y kg tratado de DBO_5 , siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan con el tamaño de la población tratada. En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.5 se han desglosado en la Tabla 7.5 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del Tanque Imhoff, de los FAFA y de la Laguna Facultativa, en las dos zonas ecológicas y para los tamaños de población considerados.

Tabla 7.5. Porcentajes de superficie ocupada por los Tanques Imhoff, FAFA y Laguna Facultativa, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	1.200	1.400	1.600	1.800	2.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los Tanques Imhoff, FAFA y Laguna Facultativa					
Valles	0,3/1,7/48,6	0,3/1,6/53,3	0,4/2,0/57,6	0,4/2,2/61,6	0,4/2,3/65,6	0,4/2,4/69,1
Llanos	0,4/2,3/35,6	0,4/2,6/38,9	0,5/2,9/42,0	0,5/3,1/44,9	0,5/3,3/47,7	0,6/3,6/50,1

Se observa, que el porcentaje de superficie ocupado por los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente supera en unas 6 veces la superficie ocupada por los Tanques Imhoff, mientras que el porcentaje de superficie ocupada por la Laguna

Facultativa supera en unas 30 veces la superficie ocupada por los FAFA en el caso de los Valles, y en unas 15 veces en el caso de los Llanos.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados, y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2, se han confeccionado las gráficas siguientes, que representan, para las zonas ecológica de los Valles y los Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d).

Figura 7.8. Costos de construcción por habitante servido.

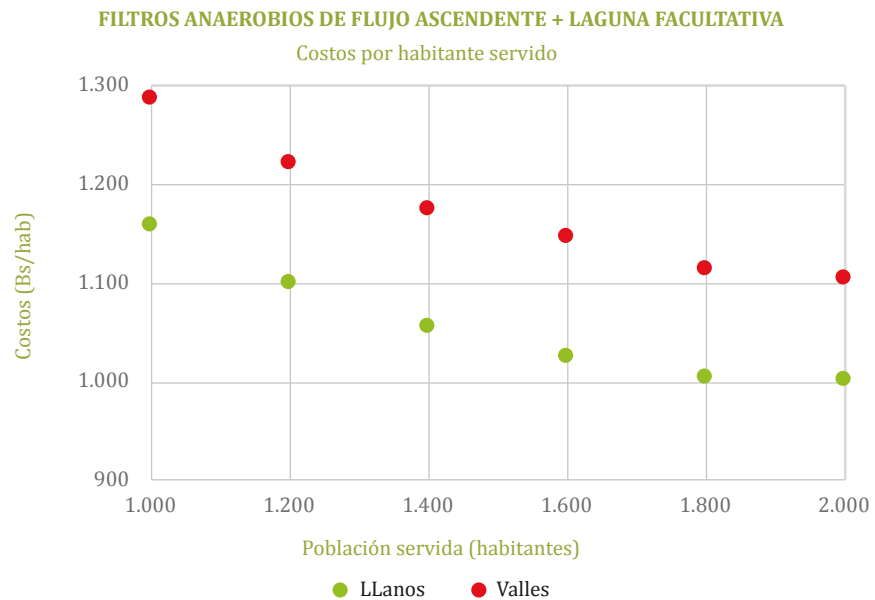


Figura 7.9. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

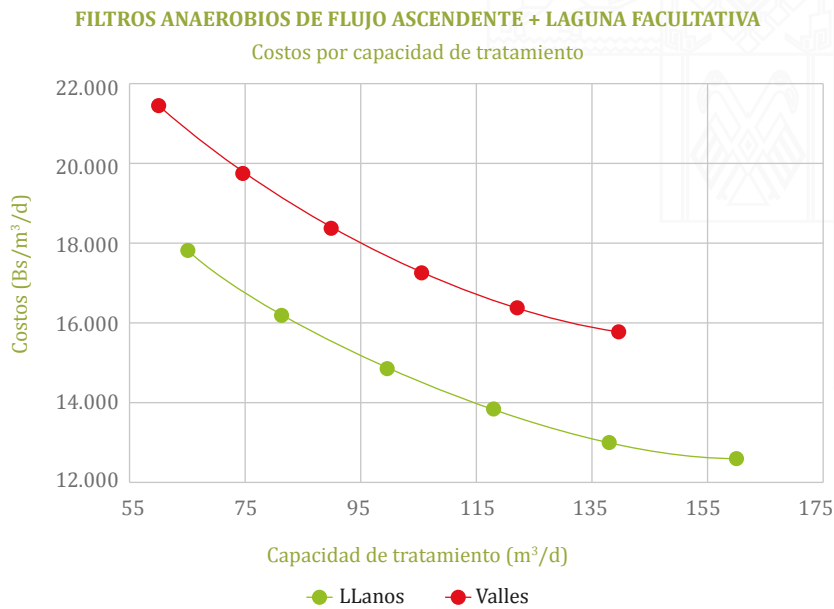
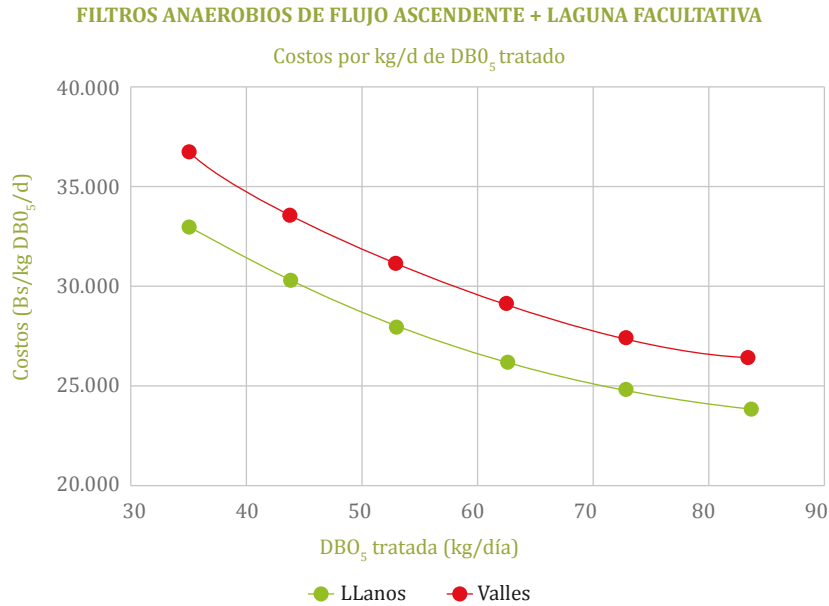


Figura 7.10. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En los tres casos se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la carga de DBO_5 tratada. En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.8, se han desglosado en la Tabla 7.6 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, Tanque Imhoff, FAFA, Laguna Facultativa, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.6. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	1.200	1.400	1.600	1.800	2.000
Valles						
Pretratamiento	7	6	5	5	4	4
Tanque Imhoff	9	9	9	9	9	9
FAFA	32	33	34	35	35	36
Laguna Facultativa	13	14	15	16	17	18
Caseta de servicios	3	3	3	3	3	3
Caminos perimetrales	8	7	6	5	5	5
Cerramiento	9	8	8	8	7	7
Llanos						
Pretratamiento	7	6	6	5	5	4
Tanque Imhoff	8	8	8	8	8	8
FAFA	38	40	41	42	43	44
Laguna Facultativa	9	9	10	10	11	11
Caseta de servicios	3	3	3	3	3	3
Caminos perimetrales	9	8	7	6	6	5
Cerramiento	8	8	7	7	7	6

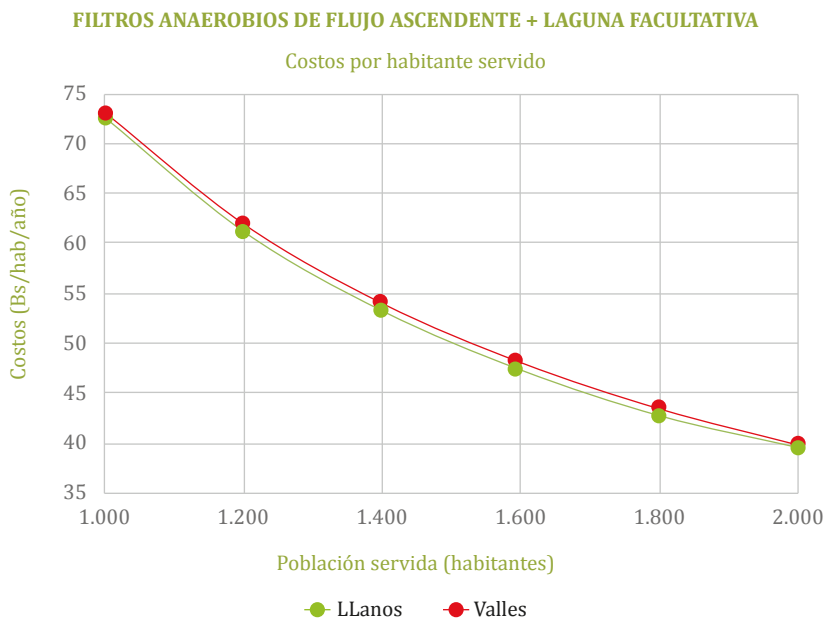
Se observa que:

- Los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra experimentan escasas variaciones para los distintos tamaños poblacionales considerados, como consecuencia de la pequeña diferencia entre estos tamaños.
- Los mayores porcentajes de costos, con diferencia, se corresponden con los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA), seguidos de las Lagunas Facultativas y de los Tanques Imhoff.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.11. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se constata una gran coincidencia de los costos de operación y mantenimiento para las zonas ecológicas de los Valles y los Llanos.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.11, se han desglosado en la Tabla 7.7 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.7. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	1.200	1.400	1.600	1.800	2.000
Valles						
Personal (%)	73,8	72,5	71,3	70,0	68,9	67,6
Energía (%)	-	-	-	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	8,2	9,3	10,3	11,4	12,3	13,3
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,0	2,5	3,0	3,4	3,9	4,4
Control analítico (%)	16,0	15,7	15,5	15,2	14,9	14,7
Llanos						
Personal (%)	74,3	73,5	72,4	71,2	70,1	68,1
Energía (%)	-	-	-	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	7,4	8,4	9,3	10,3	11,2	12,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,2	2,2	2,6	3,1	3,5	5,0
Control analítico (%)	16,1	15,9	15,7	15,4	15,2	14,8

En esta tabla se comprueba, que a medida que crece la población servida, disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento. No obstante, estas variaciones son muy reducidas dadas las pequeñas diferencias entre los tamaños de las poblaciones consideradas.

7.1.8 Características constructivas

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente. En los apartados 6.5.2.4 y 7.3.7, de la presente guía, se recogen las de los Tanques Imhoff y las Lagunas Facultativas, respectivamente.

El confinamiento

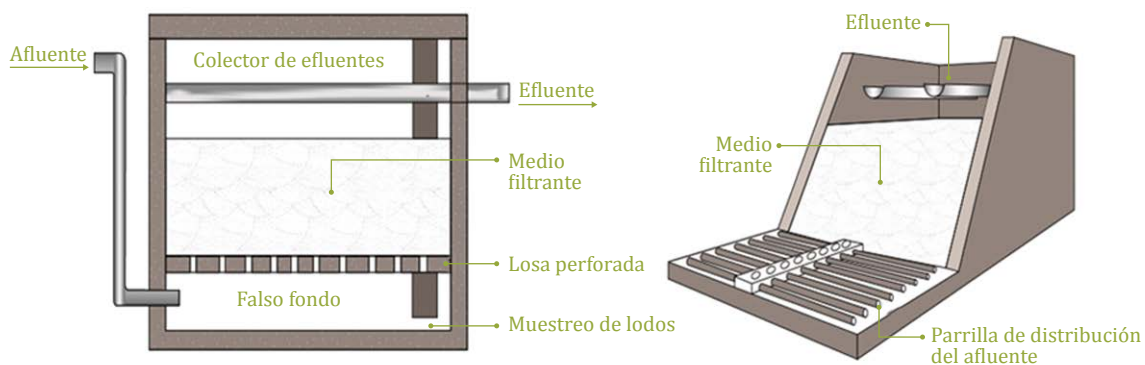
- Los Filtros Anaerobios de Flujo ascendente se pueden construir tanto con planta circular como rectangular, reservándose la primera especialmente para los filtros de menor tamaño.

- En lo referente a los materiales de construcción, estos deben garantizar la impermeabilidad y estabilidad estructural de los filtros, recomendándose el empleo de hormigón armado, con espesores mínimos de las paredes y del piso de 20 cm (MMAyA, 2010).
- Al hormigón armado se le debe dar un revestimiento anticorrosivo para protegerlo del agresivo ambiente que se genera en los procesos anaerobios.
- La parte superior de los FAFA puede ir cubierta o no. En el primero de los casos debe contar con una tapa de inspección, de 0,80 m de diámetro, que debe ir situada sobre el tubo guía de drenaje, en los casos en que se disponga un falso fondo.

Los elementos de entrada

- Tras el pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales de alimentación al FAFA.
- La alimentación puede llevarse a cabo por la parte inferior de los FAFA, tanto a través de falsos fondos, como a través de parrillas con tubos perforados dispuestas en el fondo del filtro (Figura 7.12). Dado el riesgo de obturación de los orificios de salida de los tubos perforados y la dificultad para la realización de las operaciones de limpieza del filtro, se recomienda que la alimentación a los FAFA se lleve a cabo a través de falsos fondos.

Figura 7.12. Alimentación de los FAFA: a través de un falso fondo y a través de una parrilla de distribución (CONAGUA).



En el caso de alimentar a los FAFA por un falso fondo:

- Los falsos fondos suelen presentar una altura de 0,60 m, incluyendo el espesor de la losa, y la alimentación a los filtros se puede llevar a cabo a través de una única tubería (para las instalaciones de menor tamaño) (Figura 7.13) (NBR 13969, 1997), o de varias tuberías (en los filtros de mayor tamaño). En este último caso, la alimentación se efectúa a través de una caja de distribución, de la que parte una tubería descendente, de la que se derivan varias tuberías de distribución (Figura 7.14) (NBR 13969, 1997).
- Las tuberías de distribución están constituidas por tubos verticales, cuyo extremo inferior queda a 0,30 m del fondo. En el caso de emplear varios tubos de alimentación, la superficie a cubrir por cada uno de ellos debe ser inferior a 3 m².
- En la parte superior de los falsos fondos se dispone una losa perforada, que tiene por objetivos retener el material filtrante y permitir el paso de las aguas afluentes. El diámetro de los orificios de la losa perforada debe ser de 2,5 cm. Estos orificios estarán separados 15 cm entre sí y el número de los mismos deberá ser tal, que su área total corresponda al menos al 5% del área del falso fondo.

Figura 7.13. Alimentación a FAFA con falso fondo, con una tubería de distribución.

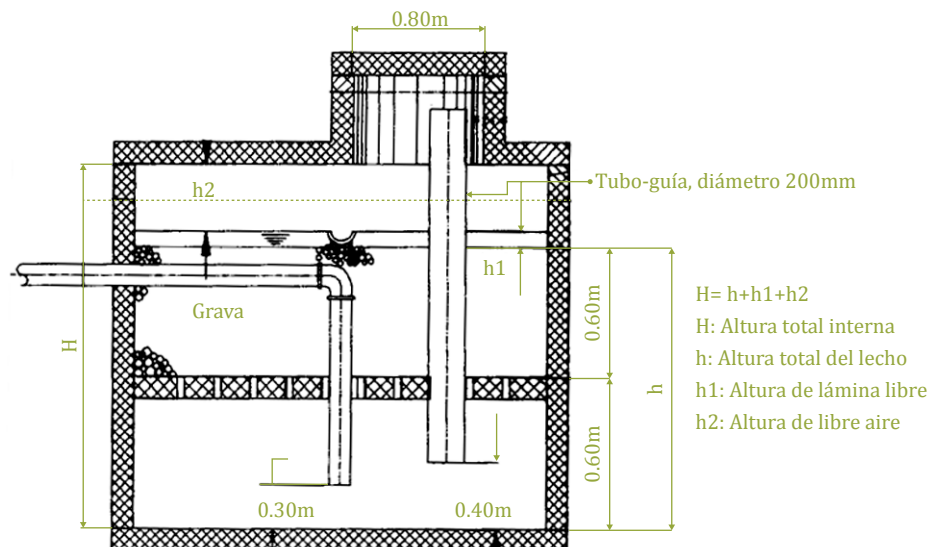
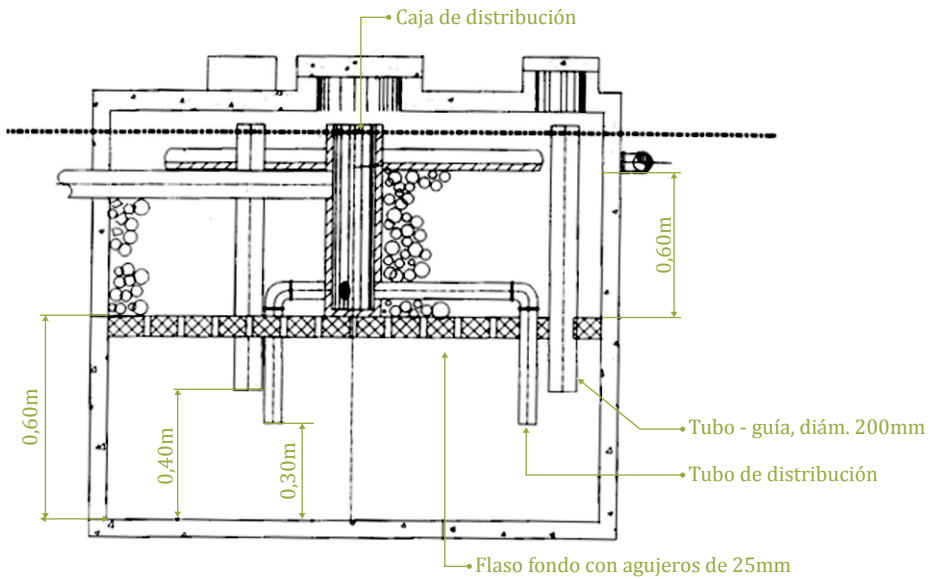


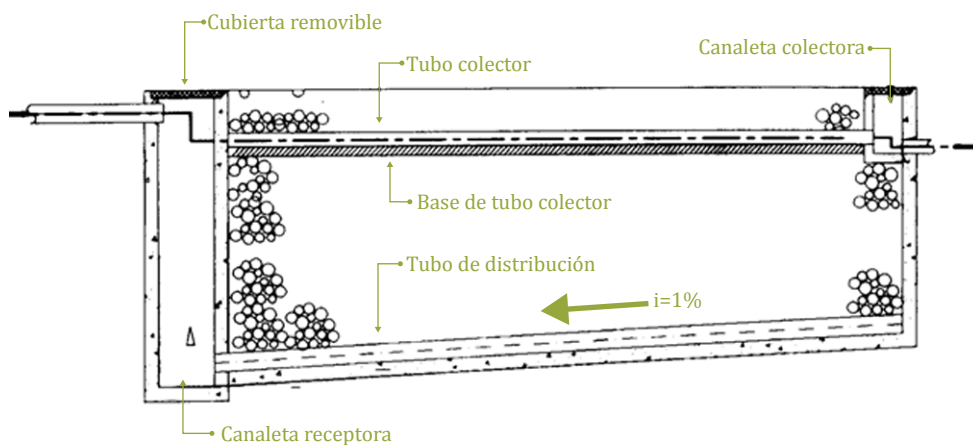
Figura 7.14. Alimentación a FAFA con falso fondo, con varias tuberías de distribución.



Cuando se alimentan a los FAFA mediante parrillas de distribución:

- Las parrillas se apoyan en el fondo de los filtros, que presenta una inclinación del 1% hacia la canaleta receptora. A estas parrillas llegan las aguas afluentes a través de una canaleta receptora, a la que descargan los efluentes del tratamiento primario (Figura 7.15) (NBR 13969, 1997).

Figura 7.15. Alimentación a FAFA a través de parrilla de distribución.



- Las tuberías de distribución serán de PVC o de hormigón, irán fijadas al fondo del FAFA, contarán con orificios de 1 cm de diámetro, separados entre sí 20 cm, y se dispondrá una tubería cada 2-4 m² de superficie del fondo del filtro, al objeto de conseguir una distribución uniforme de las aguas a tratar sobre el material filtrante.

Los elementos de salida

- La recogida de los efluentes tratados puede llevarse a cabo mediante canaletas o tubos perforados, dispuestos en la parte superior de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente.
- En el caso de los FAFA de planta circular se contará con una canaleta o un tubo perforado por cada tubería de alimentación con la que cuente el filtro.
- Para los FAFA de forma rectangular se implantará un canal o tubo perforado por cada tubería de alimentación, que se dispondrá en la dirección del lado de mayor longitud del rectángulo. En este caso, la distancia entre los canales o tuberías de recolección no debe superar los 1,5 m.
- En todos los casos, los vertederos de las canaletas y los orificios de las tuberías de recolección deben estar nivelados, de forma que recojan uniformemente las aguas tratadas.

La extracción de lodos

- Todos los FAFA deben contar con un dispositivo que permita su drenaje, al objeto de permitir las labores de limpieza periódica del material filtrante. En el caso de los filtros que cuenten con un falso fondo se dispondrá un tubo guía, de 0,20 m de diámetro, por cada 3 m² del fondo del filtro. Estos tubos guía, que atravesarán el material filtrante y acabarán a 0,40 m de la parte inferior del falso fondo, se emplearán en las operaciones de limpieza del filtro, introduciendo por ellos una bomba sumergible de drenaje. En el caso de los FAFA que se alimentan a través de una parrilla de tubos de distribución, el fondo de estos filtros presentará una pendiente del 1% hacia el pozo de succión (Figura 7.16), al objeto de facilitar su limpieza.

El material filtrante

- En los FAFA se emplea como material filtrante gravas o piedras de canto rodado, inertes químicamente, con tamaños comprendidos entre 25 y 50 mm (*Ministerio de Servicios y Obras Públicas, 2005*).
- Se descarta el empleo de materiales filtrantes con tamaños diferentes, salvo que estos se dispongan en capas separadas, para evitar la obstrucción temprana del filtro.
- En el caso de los FAFA que cuentan con falso fondo para su alimentación, la altura del material filtrante es de 0,60 m, contando el falso fondo con una altura similar.
- En los FAFA que se alimentan mediante parrilla de distribución, la altura del material filtrante suele ser de 1,20 m.

7.1.9 Operación y mantenimiento

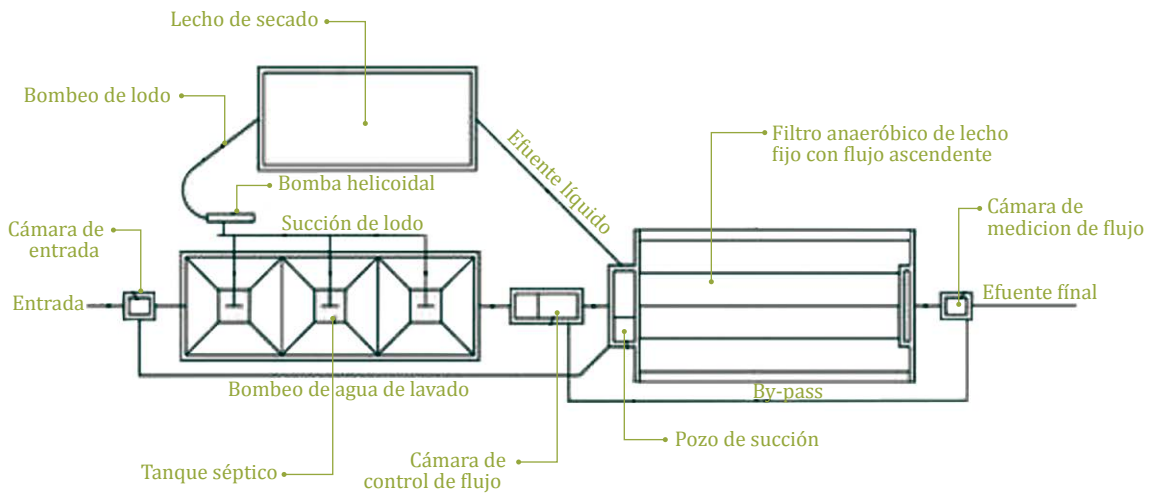
Las labores de operación y mantenimiento de las etapas de pretratamiento y tratamiento primario ya se han detallado en los apartados 6.3.5 y 6.5.2.5. Las correspondientes a las Lagunas Facultativas se muestran en el apartado 7.3.8. En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente:

- La puesta en marcha de este tipo de tratamiento es lenta, soliendo durar de 6 a 9 meses.
- Las labores de operación y mantenimiento en este tipo de filtros se orientan principalmente a evitar la obstrucción del sustrato filtrante. Para ello es muy importante el correcto funcionamiento del pretratamiento y del tratamiento primario, para evitar que llegue al filtro una cantidad excesiva de materia en suspensión.
- La medición de la pérdida de carga en el filtro, a partir del nivel de agua en la cámara de regulación, es un buen indicador del grado de colmatación del material filtrante y de la necesidad de proceder a su limpieza.
- En el caso de los FAFA que disponen de un falso fondo, el tubo guía implantado al efecto, permite la medición periódica del nivel de los lo-

dos que se van acumulando en esta zona. Cuando se detecte que este nivel se aproxima a la losa perforada dispuesta en la parte superior del falso fondo, se procederá a introducir una bomba sumergible a través del tubo guía para la extracción de los lodos acumulados. Si con esta operación no fuese suficiente para recuperar el normal funcionamiento del FAFA, se procederá a verter agua limpia sobre la parte superior del material filtrante, drenando la mezcla lodos/agua que se almacene en el falso fondo con la ayuda de la bomba sumergible.

- En el caso de los FAFA que cuentan con tuberías perforadas, dispuestas en un fondo inclinado, para el reparto de la alimentación, la extracción periódica de los lodos en exceso se llevará a cabo en el pozo de succión de la cámara de entrada (Figura 7.16) (MMAyA, 2011). Si con ello no fuese suficiente, se procederá a verter agua limpia como en el apartado anterior, drenando la mezcla lodos/agua que se obtenga desde el fondo de la cámara de succión dispuesta a la entrada del filtro.

Figura 7.16. Esquema del tratamiento Tanque Séptico + FAFA en el que se aprecian los dispositivos para limpieza y para la disposición de los residuos resultantes.



- Las bombas de drenaje que se empleen deben permitir el desagüe rápido del filtro, al objeto de facilitar la limpieza del material de relleno.
- Los FAFA no deben lavarse por completo, ya que ello retrasaría su puesta en operación tras la operación de limpieza.

- Las aguas contaminadas resultantes de la limpieza de los FAFA deben ser conducidas a una PTAR que cuente con capacidad para la recepción y tratamiento de este tipo de aguas, o ser dispuestas en Lechos de Secado, en aquellos casos en los que las instalaciones de tratamiento dispongan de estas unidades para el tratamiento de los lodos.
- En el caso de los FAFA que operan descubiertos, periódicamente se procederá a la extracción de flotantes y a la limpieza de los bordes internos del resguardo, eliminando las posibles algas que se hayan podido desarrollar.
- Las labores de operación y mantenimiento de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente son más complicadas en los casos en que estas unidades se disponen en recintos cerrados.

7.1.10 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente, a modo de postratamiento de un tratamiento primario, cabe destacar las siguientes:

- Bajos requisitos de superficie para su construcción, al trabajar con mayores cargas orgánicas que los tratamientos aerobios.
- Nulos, o escasos, requisitos de energía para su operación.
- Simplicidad de operación.
- Posibilidad de empleo de materiales locales para su construcción.
- Se generan lodos estabilizados y en menor cantidad que en los tratamientos aerobios.
- Carece de dispositivos móviles en su interior, que puedan ser fuente de averías.
- Bajos costos de construcción y de operación y mantenimiento.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Riesgo de obstrucción del material filtrante.
- El arranque y la estabilización del sistema de tratamiento son lentos.
- Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y de organismos patógenos.
- No se recomienda su uso para temperaturas medias del agua en el mes más frío del año por debajo de los 15 °C.
- Limitada experiencia contrastada en plantas correctamente monitorizadas
- Si no se quema el biogás producido, tanto en el tratamiento primario, como en el propio FAFA, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se generan malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

Referencias bibliográficas

Chernicharo, C. (2007). Anaerobic Reactors, Biological Wastewater Treatment Series, vol. 4. Londres: IWA Publishing.

CONAGUA. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente. ISBN: 978-607-626-017-3.

Gonçalves, R., Chernicharo, C., Andrade Neto, C., Alem Sobrinho, P., Kato, M, Costa, R, Aisse, M., Zaiat, M. (2001). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por reatores com biofilme. Cap 4. In: CHERNICHARO, C. (coordinador). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. FINEP/PROSAB, Río de Janeiro, Brasil.

Malina, J y Pohland, F. (1992). Design of Anaerobic Processes for the Treatment of Industrial and Municipal Wastes, vol. 7, Technomic Publishing, Inc., USA.

Ministerio de Servicios y Obras Públicas (2005). Guía Técnica de Diseño de Proyectos de Saneamiento para poblaciones menores de 10.000 habitantes. Depósito Legal 4-1-266-05 P.O. Viceministerio de Servicios Básicos.

<http://www.anesapa.org/wp-content/uploads/2015/01/GUIA-TEC.-SANEa.pdf>

MMAyA (2011). Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas.

<http://saludpublica.bvsp.org.bo/textocompleto/bvsp/boxp68/guia-tecnica-agua.pdf>

NBR 13969. (1997). Tanques sépticos Unidades de tratamento complementar e disposiçao final dos efluentes líquidos Projeto, construção e operação. ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

van Haandel, A., Lettinga, G. (1994). Anaerobic sewage treatment: A practical guide for regions with a hot climate. Chichester, UK: John Wiley & Sons.

von Sperling, M y Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1-843-339-002-7. Published by IWA Publishing. London, UK.

Wagner, W. (2018). Reactores anaeróbicos para el tratamiento de aguas residuales urbanas. XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 19-30 noviembre 2018.

7.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)

7.2.1 Fundamentos

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), también conocidos como UASB (del inglés: Upflow Anaerobic Sludge Blanket), constituyen tecnología de tratamiento anaerobia, en la que las aguas residuales a tratar pasan a través de un manto de lodos a baja velocidad ascensional.

Este tipo de tratamiento se caracteriza por realizarse en un único recinto las operaciones de: sedimentación primaria, reactor biológico y digestión anaerobia

de los lodos. En el apartado 3.3.2 de la presente guía se analizan en detalle los fundamentos de los procesos anaerobios, así como los principales factores que intervienen en ellos.

Las aguas a tratar en los RAFA se distribuyen uniformemente por la parte inferior del reactor y atraviesan, sucesivamente y en sentido ascendente, las siguientes capas:

- Una **capa de lodos** de morfología granular, con tamaño de los gránulos de 1 a 5 mm, que se forma en la parte inferior del reactor y que presenta concentraciones de sólidos del 4-10%.
- Un **manto de lodos**, que presenta velocidades de sedimentación inferiores a las de la capa anterior, así como menores concentraciones de sólidos (1,5-3%)..

En su parte superior el reactor cuenta con un separador trifásico (sólido-líquido-gas), que constituye un elemento fundamental para su correcto funcionamiento, y que tiene por objetivos: (i) lograr la decantación de los sólidos sedimentables (que se conducen a la zona de digestión del fondo del reactor, evitando que escapen con los efluentes tratados), y (ii) extraer el gas (biogás) generado en los procesos anaerobios de degradación de la materia orgánica, a través de una campana recolectora y con el auxilio de un elemento deflector, que se ubica por debajo del separador trifásico y que conduce los gases hacia esta campana (Figura 7.17). El biogás que se genera en el interior del reactor contribuye a mantener en agitación el manto de lodos.

Figura 7.17. Esquema de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA).

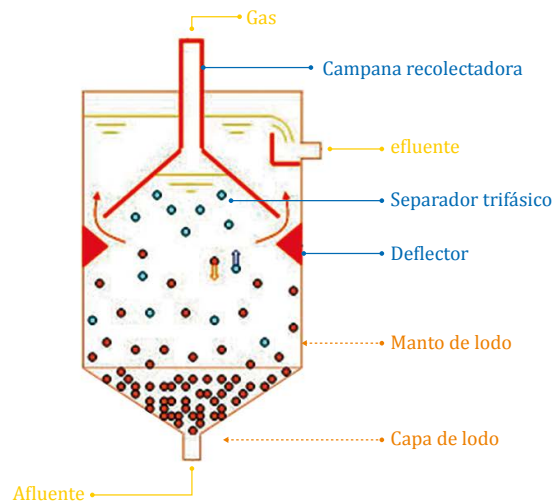
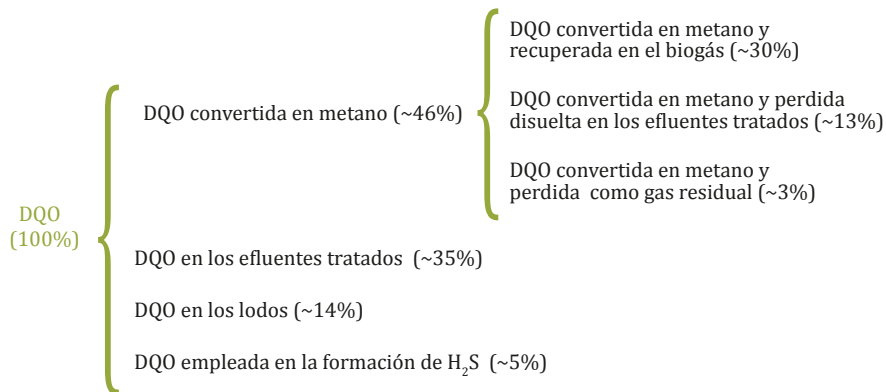


Figura 7.18. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente en la PTAR de Linde Paracaya (Bolivia).



De la DQO presente en las aguas residuales a tratar, aproximadamente un 35% escapa con los efluentes tratados, mientras que el restante 65% se distribuye de acuerdo con la Figura 7.19 (adaptada de Chernicharo, 2017a).

Figura 7.19. Rutas de conversión en los RAFA de la DQO de entrada.



Se aconseja que las aguas residuales a tratar en los RAFA presenten una concentración mínima de DQO de 250 mg/L (siendo deseable ≥ 400 mg/L) (Wagner, 2018); una concentración máxima de 500 mg/L de sólidos en suspensión totales (Wagner, 2018) y que cuenten con una presencia lo menor posible de fibras y arenas. También, para evitar la disminución de la actividad metanogénica, debido a la competencia por el sustrato necesario para sintetizar CH_4 o H_2S , se recomienda que la relación $\text{DQO}/\text{SO}_4^{2-}$ en las aguas residuales a tratar sea inferior a 7 (Chernicharo, 2007).

Para minimizar la presencia de fibras, el pretratamiento debe contar con una etapa de desbaste con un tamaño de paso máximo de 10 mm, en el caso de rejas de limpieza manual, y de 6 mm máximo en el caso de equipos de limpieza mecanizada (MARN, 2016).

Igualmente, para minimizar la presencia de arenas en las aguas a tratar, Chernicharo et al. (2018a), recomiendan que se diseñen los desarenadores con valores de carga hidráulica superficial de 25-42 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$. Valores inferiores al de ≤ 70 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ recogido en el Capítulo 6.

Por último, para contenidos en grasas inferiores a los 100 mg/L no se hace necesaria una etapa de desengrasado (MARN, 2016).

Este tipo de tratamiento, por sí mismo, no alcanza los rendimientos que se requieren para lograr cumplir con los requisitos que exige la normativa boliviana de vertidos, por lo que se hace preciso complementarlo con algún tratamiento posterior. Este postratamiento es habitual llevarlo a cabo haciendo uso de Lagunas de Estabilización, Humedales Artificiales, Filtros Percoladores o Aireaciones Extendidas.

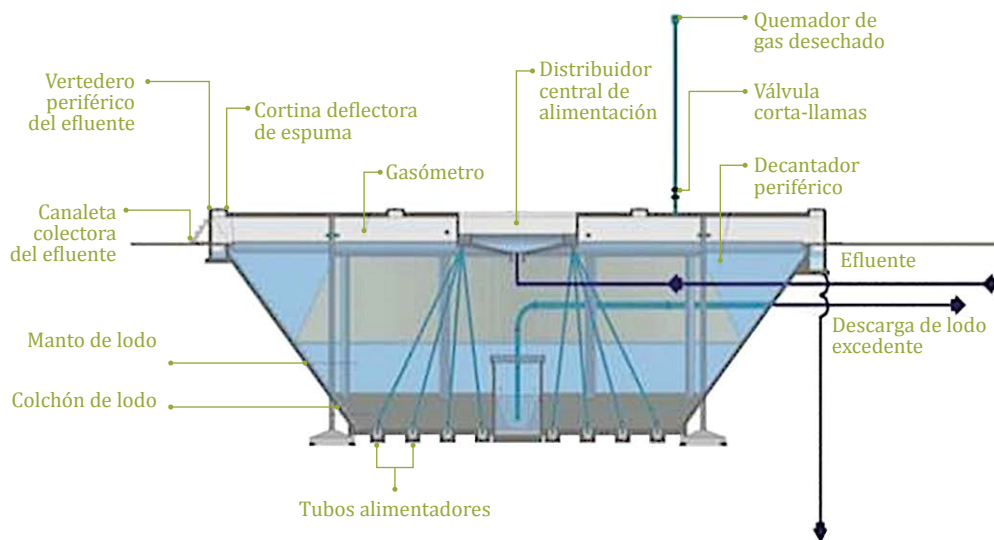
El empleo de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente en combinación con tratamientos aerobios permite una considerable reducción de los requisitos de superficie y de los costos de construcción de la línea de tratamiento. Además, en el caso de las combinaciones RAFA + Filtro Percolador y RAFA + CBR, se cuenta con la ventaja de poder estabilizar los lodos, extraídos en los sedimentadores secundarios, en el propio RAFA, lo que simplifica y abarata la gestión de estos subproductos, con el incremento, además, de la cantidad generada de biogás.

Figura 7.20. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente seguidos de Filtro Percolador en la PTAR de Ciudad Futura (El Salvador).



Existe una modalidad de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, conocida como RALF (Reactor Anaerobio de Lecho Fluidizado), desarrollada en Brasil y que cuenta con cierta construcción en Bolivia (especialmente en los Llanos), que presenta como diferencias principales, en relación con los RAFA, las innovaciones de que la sección transversal del reactor se incrementa con la altura y de que la zona de digestión está unida a la de decantación por la zona superior del separador trifásico, lo que permite que la recolección de biogás se lleve a cabo en toda la superficie de la parte superior del reactor (Figura 7.21). Por lo demás, su comportamiento y rendimientos son asimilables a los de los RAFA.

Figura 7.21. Sección de un Reactor Anaerobio de Lecho Fluidizado (RALF).



7.2.2 Rendimientos

A partir de datos reales de operación de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente trabajando bajo condiciones tropicales (20-27 °C de temperatura del agua), se han obtenido ecuaciones que relacionan los rendimientos de eliminación de DQO y de DBO_5 en función del TRH con el que operan los reactores. Estas ecuaciones son las siguientes (von Sperling y Chernicharo 2005):

$$rDQO = 100 \cdot (1 - 0,68 \cdot TRH^{-0,35})$$

$$rDBO_5 = 100 \cdot (1 - 0,70 \cdot TRH^{-0,50})$$

Donde:

rDQO: porcentaje de eliminación de DQO (%)

r DBO_5 : porcentaje de eliminación de DBO_5 (%)

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)

Debe hacerse constar, que estas expresiones permiten tan sólo obtener valores aproximados de los rendimientos de eliminación DQO y de DBO_5 , dado el escaso número de datos empleados para la determinación de las constantes empíricas, y que tan sólo son de aplicación para condiciones tropicales.

También se dispone de una expresión empírica que permite estimar la concentración de sólidos en suspensión en los efluentes tratados en Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (von Sperling y Chernicharo 2005).

$$SST = 102 \cdot TRH^{-0,24}$$

Donde SST es concentración de sólidos en suspensión a la salida del RAFA.

En lo referente a las eliminaciones de nutrientes (N y P) y de coliformes fecales en los RAFA, estas son mínimas.

7.2.3 Producción de lodos

La producción de lodos en los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se estima en 0,1-0,2 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor (Malina y Pohland, 1992), presentando los lodos concentraciones del 3,5-5,5% (MARN, 2016). Esta producción es del orden de 5-10 veces inferior a la que se genera en un proceso de Lodos Activados.

Para lograr la estabilización vía anaerobia de los lodos, que se van acumulando en el fondo del reactor, se suele trabajar con tiempos de retención de sólidos de 30-60 días, en función de la temperatura de operación.

Dado que las cargas unitarias de DQO por zona ecológica y tamaño de la población servida son diferentes (Tabla 5.3), la generación de lodos en los RAFA, en estas situaciones, también lo será, tal y como se detalla con posterioridad.

7.2.4 Generación de biogás

La producción de biogás se puede evaluar a partir de la carga de DQO, con la que se alimenta al reactor, y que se transforma en metano. De forma simplificada, la porción de DQO que se convierte en metano se puede determinar como sigue (von Sperling y Chernicharo 2005):

$$DQO_{CH_4} = Q \cdot (C_a - C_e) - Y_{obs} \cdot Q \cdot C_a$$

Donde:

DQO_{CH_4} : carga de DQO transformada en metano (kg DQO_{CH_4} /d)

Q: caudal medio de las aguas a tratar (m^3 /d)

C_a : concentración de DQO en el afluente (kg DQO/ m^3)

C_e : concentración de DQO en el efluente (kg DQO/ m^3)

Y_{obs} : coeficiente de producción de sólidos en el reactor, en términos de DQO (0,11-0,23 kg DQO lodo/kg DQO aplicado)

La masa de metano (kg DQO_{CH_4} /d) se convierte en volumen producido ($m^3 CH_4$ /d) haciendo uso de la ecuación:

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$

Donde:

Q_{CH_4} : producción volumétrica de metano (m^3 /d)

$K(t)$: factor de corrección para la temperatura de operación del reactor (kg DQO/ m^3), que se calcula mediante:

$$K(t) = \frac{P \cdot K_{DQO}}{R \cdot (273 + T)}$$

Donde:

P: presión atmosférica (atm)

K_{DQO} : DQO correspondiente a un mol de metano (64 g DQO/mol)

R: constante de los gases (0,082 atm. L/mol. °K)

T: temperatura de operación del reactor (°C)

Para pasar la cantidad de metano generada a biogás debe tenerse en cuenta, que cuando se tratan aguas residuales domésticas vía anaerobia, el porcentaje de metano en este biogás es del orden del 70-80% (von Sperling y Chernicharo 2005).

7.2.5 Consumo de energía eléctrica

En el consumo de energía eléctrica en los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente viene totalmente condicionado por el hecho de que estos reactores se dispongan enterrados, semienterrados o elevados sobre el terreno. En el primero de los casos se podrá operar sin ningún consumo energético, mientras que en el resto este consumo dependerá del caudal de aguas a bombear y de la altura de bombeo.

7.2.6 Dimensionamiento

7.2.6.1 Eliminación de la materia carbonada

En el dimensionamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), para la eliminación de la materia carbonada, se hace uso de los siguientes parámetros:

- En el reactor:
 - Tiempo de retención hidráulica
 - Velocidad ascensional
 - Altura del reactor
 - Carga volumétrica en el reactor
- En la zona de sedimentación:

- Velocidad de paso del agua hacia la zona de sedimentación
- Tiempo de retención hidráulica
- Velocidad ascensional

En el dimensionamiento del reactor el *tiempo de retención hidráulica* viene dado por la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)

V: volumen del reactor (m³)

Q: caudal de aguas a tratar (m³/h)

Debe establecerse un tiempo de retención hidráulica suficiente para garantizar el correcto tratamiento de las aguas. Este tiempo está influenciado por la temperatura del agua y por el régimen hidráulico (caudales medio y máximo) bajo el que opere el reactor, de acuerdo con la Tabla 7.8 (Chernicharo, 2017b).

Tabla 7.8. TRH en función de la temperatura media del agua en el mes más frío y del régimen hidráulico.

	Caudal medio (m ³ /h)	Caudal máximo ¹ (m ³ /h)
Temperatura (°C)	15 - 18	
TRH (h)	≥ 10,0	≥ 7,0
Temperatura (°C)	18 - 22	
TRH (h)	≥ 8,0	≥ 5,5
Temperatura (°C)	22 - 25	
TRH (h)	≥ 7,0	≥ 4,5
Temperatura (°C)	> 25	
TRH (h)	≥ 6,0	≥ 4,0

¹Caudal que se da por un tiempo máximo de 4-6 horas al día.

Como se observa, conforme disminuye la temperatura de operación se incrementa el TRH, por lo que para tratar un mismo caudal de aguas residuales, los RAFA que se implanten en los Valles tendrán un mayor tamaño, y por tanto un mayor costo de construcción, que los que se instalen en los Llanos, donde la temperatura media del agua del mes más frío es mayor.

Para mantener en suspensión el manto de lodos en el interior del reactor, evitando a su vez, su posible arrastre hacia la zona de salida, se precisa operar con una determinada *velocidad ascensional*. Esta velocidad viene dada por la expresión:

$$V_{asc} = \frac{Q}{S}$$

Donde:

V_{asc} : velocidad ascensional en el reactor ($m^3/m^2/h$, m/h)

S: superficie de la sección transversal del reactor (m^2)

La Tabla 7.9 muestra los valores que se recomiendan de la velocidad ascensional en los RAFA, en función del caudal (Chernicharo, 2017b).

Tabla 7.9. Velocidades ascensionales en RAFA en función de los caudales de operación.

	Velocidad ascensional (m/h)
A caudal medio	0,5 - 0,7
A caudal máximo	≤ 1,1
Picos temporales de caudal ¹	≤ 1,5

¹Los picos tendrán una duración máxima de 2-4 horas por día.

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente presentan poca flexibilidad para hacer frente a puntas hidráulicas, por lo que este aspecto debe preverse en la etapa de dimensionamiento. Para ello:

- Es necesario llevar a cabo una buena gestión de los caudales de aguas pluviales que puedan llegar a la PTAR, mediante el empleo de aliviaderos de altura regulable en la obra de llegada, o mediante la construcción de tanques de laminación, para evitar puntas excesivas de caudal en la alimentación al reactor. Igualmente, es necesario asegurarse de que las infiltraciones a la red de alcantarillado sean bajas en la zona de construcción de los RAFA. Por todo ello, no se recomienda el uso de

esta tecnología de tratamiento en zonas que presenten una elevada pluviometría, si no se tiene asegurado un buen funcionamiento de las redes de recogida de pluviales, ni en aquellas zonas que presenten niveles freáticos altos.

- En el caso de que la alimentación al RAFA se lleve a cabo mediante bombeo, es muy importante considerar la modulación del funcionamiento de las bombas, mediante el empleo de varias bombas o de variadores de velocidad.
- Finalmente, si a lo largo del día es muy elevada la variabilidad de caudales de aguas residuales que llegan a la PTAR, es muy aconsejable la construcción de tanques de laminación.

En lo referente a la *altura* con la que suelen operar los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, esta se encuentra en el rango de 4,0-5,5 m.

Finalmente, la *carga volumétrica* viene definida por la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot C_a}{V}$$

Donde:

C_v : carga volumétrica (kg DQO/m³/d)

C_a : concentración en DQO de las aguas a tratar (g DQO/m³)

La evaluación de la carga volumétrica sólo deberá tenerse en cuenta en el caso de una componente industrial importante en la carga alimentada a la PTAR. En esos casos, se deberá asegurar que el valor de la carga volumétrica es menor de 15 kg DQO/m³/d (*von Sperling y Chernicharo, 2005*).

En los casos en que la componente doméstica sea claramente mayoritaria el valor de C_v suele estar en el rango 2,5-3,5 kg DQO/m³/d.

En el dimensionamiento la zona de sedimentación la *velocidad de paso* de las aguas desde el reactor a esta zona, a través de las aperturas dispuestas para tal efecto, se determina haciendo uso de la expresión:

$$v = \frac{Q}{S_a}$$

Donde:

v: velocidad de paso a través de las aperturas (m/h)

S_a: área libre de las aperturas (m²)

Los valores de la velocidad de paso que se recomiendan en función del caudal se muestran en la Tabla 7.10 (Chernicharo, 2017b).

Tabla 7.10. Velocidades de paso a través de las aperturas de la zona de sedimentación.

	Velocidad de paso (m/h)
A caudal medio	≤ 2,5
A caudal máximo	≤ 4,0
Picos temporales de caudal ¹	< 5,5

¹Picos de caudal con duración máxima de 2 horas

El *tiempo de retención hidráulica* en la zona de sedimentación viene dado por:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica en la zona de sedimentación (h)

V: volumen del sedimentador (m³)

Los TRH recomendados en la zona de sedimentación se muestran en la Tabla 7.11 (Chernicharo, 2017b).

Tabla 7.11. TRH en la zona de sedimentación.

	TRH (h)
A caudal medio	≥ 1,5
A caudal máximo	≥ 1,0
Picos temporales de caudal ¹	> 0,6

¹Los picos tendrán una duración máxima de 2-4 horas por día.

En el caso de RAFA alimentados por bombeo los TRH tienden a reducirse, alcanzando a veces valores de 0,5 horas a caudal medio, cuando la modulación del bombeo no es la adecuada. Por ello, es muy importante en la fase de diseño prever la correcta modulación de los bombeos que existan previamente a los RAFA.

Para el correcto funcionamiento de la zona de sedimentación, evitando el arrastre de los lodos sedimentados con los efluentes tratados, se precisa operar con una determinada *velocidad ascensional*. Esta velocidad viene dada por la expresión:

$$V_{asc} = \frac{Q}{S_{sed}}$$

Donde:

V_{asc} : velocidad ascensional en la zona de sedimentación (m³/m²/h, m/h)

S_{sed} : superficie de la lámina de agua de la zona de sedimentación (m²)

La Tabla 7.12 muestra los valores de la velocidad ascensional en función del caudal, que se recomiendan en las zonas de sedimentación de los RAFA (Cher-nicharo 2017b).

Tabla 7.12. Velocidad ascensional en la zona de sedimentación.

	Velocidad ascensional (m/h)
A caudal medio	≤ 0,8
A caudal máximo	≤ 1,2
Picos temporales de caudal ¹	<1,5

¹Los picos tendrán una duración máxima de 2-4 horas por día.

7.2.6.2 Eliminación de las formas nitrogenadas y del fósforo

Los procesos anaerobios alcanzan una buena eliminación de la materia orgánica biodegradable (60-70% de reducción de DQO), pero su eficiencia es prácticamente nula a la hora de eliminar nutrientes (N y P). Ello conduce a que las relaciones DQO/N y DQO/P de los efluentes tratados en este tipo de procesos presenten valores mucho más altos que los que se recomiendan para la eliminación biológica de estos nutrientes en procesos aerobios dispuestos tras los RAFA.

Cuando sea precisa la eliminación de nitrógeno, se recomienda que el RAFA trate tan sólo una parte de las aguas residuales a depurar (del orden del 50-70%), mientras que la parte restante se conduce a un tratamiento biológico complementario, en el que se den procesos de nitrificación y desnitrificación. Esta forma de operar garantiza la presencia de la materia orgánica biodegradable, que se precisa en los procesos de desnitrificación (*von Sperling y Chernicharo, 2005*).

En aquellas situaciones en las que es necesario reducir la concentración de fósforo en las aguas tratadas, y esta reducción quiera abordarse por un método biológico, el uso de un RAFA en cabecera de la línea de tratamiento no es aconsejable, por dos motivos:

- Los efluentes de los procesos anaerobios presentan relaciones P/DQO superiores a las de las aguas residuales objeto de tratamiento, lo que afecta negativamente a la eliminación biológica de este nutriente.
- Si el lodo rico en fósforo, generado en el proceso biológico de eliminación, se conduce al RAFA para su estabilización, bajo las condiciones de anaerobiosis que operan en este reactor, este fósforo se solubilizará, escapando con los efluentes tratados.

De acuerdo con Alem y Jordao (2001), la eliminación del fósforo en las plantas de tratamiento que utilizan reactores anaerobios sólo es eficaz si se recurre al empleo de productos químicos (sales de hierro o aluminio, ver Capítulo 8), para la precipitación de este nutriente. Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

7.2.6.3 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente:

1.- Determinación del volumen útil del reactor

Para la determinación del volumen útil del RAFA se hace uso del TRH seleccionado en función de la temperatura media del agua en el mes más frío de la zona en la que se implante el reactor (Tabla 7.8). A partir de este TRH se determina el volumen útil empleando la expresión:

$$V = Q \cdot TRH$$

El volumen útil del reactor será el mayor de los tres siguientes, determinados a partir de las restricciones establecidas en la Tabla 7.8:

- El determinado a partir del caudal medio.
- El determinado a partir del caudal máximo.
- El determinado a partir del caudal pico.

El volumen útil obtenido se divide de forma equitativa entre el número de reactores que se dispongan en paralelo. Por limitaciones constructivas y operacionales, se recomienda que el volumen unitario de los reactores no supere los 1.500 m³ (von Sperling y Chernicharo, 2005).

2.- Determinación del área de la sección transversal del reactor

Fijada la altura del reactor, y teniendo en cuenta su volumen unitario, se determina el área de su sección transversal, haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

S: área de la sección transversal del reactor (m²)

h: altura útil del reactor (m)

Determinada el área de la sección transversal del RAFA, y adoptando una relación habitual largo/ancho, generalmente de 2, se determinan estas dimensiones haciendo uso de las expresiones:

$$A = \sqrt{S/2}$$

$$L = 2.A$$

Donde:

A: ancho del reactor (m)

L: longitud del reactor (m)

3.- Verificación del TRH definitivamente adoptado

Para el volumen útil definitivamente adoptado, tras la división del reactor en varios módulos y los ajustes de su largo y ancho, debe verificarse que se sigue cumpliendo con el TRH seleccionado inicialmente.

4.- Verificación de las cargas aplicadas

Para el volumen útil definitivo del reactor debe verificarse que se cumple con los valores de carga volumétrica recomendadas, empleando para ello la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot C_i}{V}$$

Tan sólo debe realizarse la verificación de la carga volumétrica aplicada en el caso de que las aguas residuales a tratar presenten una incidencia muy importante de vertidos industriales.

5.- Verificación de las velocidades ascensionales a caudal medio, máximo y pico

La velocidad ascensional en el reactor a caudal medio viene definida por la expresión:

$$C_{asc} = \frac{Q}{S}$$

Debe comprobarse que para los caudales medio, máximo y pico, las velocidades ascensionales correspondientes se encuentran dentro de los valores recomendados en la Tabla 7.9.

6.- Determinación del número de tubos necesarios para la distribución de la alimentación

El número de tubos necesarios, para una distribución homogénea de la alimentación en el interior del reactor, se determina haciendo uso de la expresión:

$$N_d = \frac{A_i}{S}$$

Donde:

N_d : número de tubos para la distribución de la alimentación (adimensional)

A_i : área de influencia de cada tubo distribuidor (m^2). Habitualmente se emplean valores de 1,5-3,0 m^2 (von Sperling y Chernicharo, 2005).

7.- Dimensionamiento del separador trifásico

El diseño del separador trifásico depende de las características de las aguas residuales a tratar, el tipo de lodo presente en el reactor, la carga orgánica aplicada, la producción esperada de biogás y de las propias dimensiones del reactor.

La velocidad de liberación de biogás en el reactor se determina mediante la siguiente expresión:

$$v = \frac{P_b}{S_{lg}}$$

Donde:

v : velocidad de liberación de biogás en el reactor ($m^3/m^2/h$, m/h)

P_b : producción de biogás (m^3/h) (Ver apartado 7.2.4)

S_{lg} : área de la interfase líquido-gas en el reactor (m^2)

Esta velocidad de liberación del biogás producido en el reactor debe ser lo suficientemente alta para superar una posible capa de natas que pueda formarse

en la superficie, pero, a la vez, no debe provocar el arrastre de lodos hacia las tuberías de recogida de biogás, lo que originaría su obstrucción.

Souza (1986) recomienda velocidades mínimas de liberación del biogás de $1,0 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ y velocidades máximas en el rango de $3,0\text{-}5,0 \text{ m}^3/\text{m}^2$.

Para grandes reactores rectangulares, una vez determinados el número de colectores de gases a implantar en cada módulo de RAFA, la longitud de estos colectores (de acuerdo a la longitud del reactor) y su ancho, se determina el área total de los colectores de gases. Con esta área debe comprobarse que la velocidad de liberación de biogás se encuentra dentro de los límites establecidos.

8.- Dimensionamiento de las aperturas de los compartimentos de sedimentación

En función del número de separadores de gases a implantar en el reactor, del número y dimensiones de las aperturas consideradas, se procede a determinar el área total de las aperturas previstas. A continuación, debe verificarse que las velocidades de paso a través de estas aperturas, a caudal medio, máximo y pico, respetan lo establecido en la Tabla 7.10.

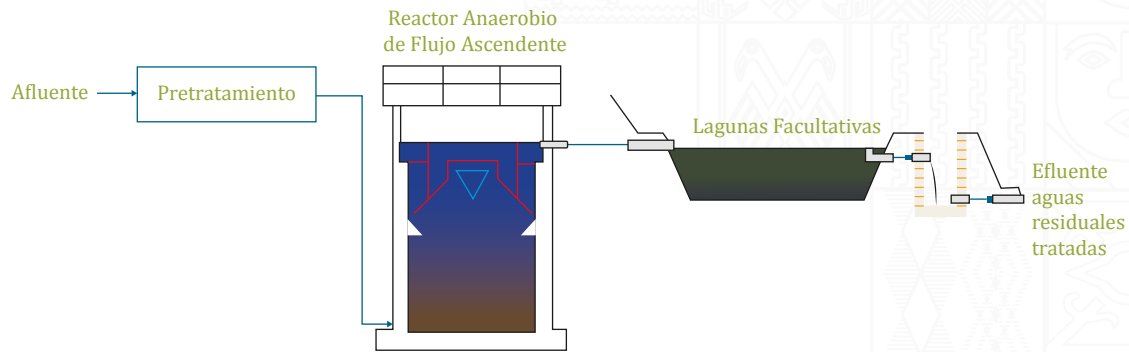
9.- Dimensionamiento de los compartimentos de sedimentación

De acuerdo al número de compartimentos de sedimentación a implantar y de sus dimensiones, se determina la superficie total de la lámina de agua de los compartimentos de sedimentación. Para esta superficie obtenida debe comprobarse que las velocidades ascensionales a caudal medio, máximo y pico, están de acuerdo con los valores recogidos en la Tabla 7.12.

7.2.7 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.1.2, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, en base a la cual se desarrolla el dimensionamiento básico, es la siguiente:

Figura 7.22. Línea de tratamiento propuesta para los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA).



En los apartados 7.6.6.2 y 7.7.6.2 de este capítulo, dedicados a los Filtros Percoladores y a los Contactores Biológicos Rotativos, también se analizan las líneas de tratamiento: RAFA + Filtros Percoladores y RAFA + CBR, respectivamente.

7.2.7.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

Los rendimientos que se pueden obtener con la línea de tratamiento propuesta se muestran en la tabla adjunta (*elaboración propia en base a datos bibliográficos*).

Tabla 7.13. Rendimientos de la línea de tratamiento.

	RAFA	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	50 - 70	70 - 80
DBO ₅ (%)	70 - 80	80 - 90
DQO (%)	60 - 70	75 - 85
N _T (%)	-	10 - 25 ¹
P _T (%)	-	10 - 15
Coliformes fecales (u. log.)	-	2 - 3

²Si se requiere un porcentaje mayor de eliminación de N_T, se debe diseñar la Laguna Facultativa específicamente para este fin.

Influencia de la climatología

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme esta baja.

Al basarse el sistema de tratamiento mediante RAFA en procesos anaerobios, debe tenerse en cuenta que no es recomendable su aplicación para temperaturas medias del agua en el mes más frío por debajo de los 15 °C, por lo que se desaconseja su empleo el Altiplano.

El comportamiento de las Lagunas Facultativas también se ve afectado por las temperaturas, recogiéndose esta afectación en los métodos propuestos para su dimensionamiento (apartado 7.3.5).

Adaptación a la zona ecológica

Como se ha comentado, no se aconseja la construcción de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente en la zona ecológica del Altiplano, dado que en la misma, la temperatura media del agua en el mes más frío (9 °C), queda muy por debajo del límite de 15 °C establecido para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente no admiten velocidades ascendentes superiores a 1,5 m/h durante más de 4 horas continuadas, dado que a estas velocidades se desestabiliza el manto de lodos (*Lettinga, 1995*). Por ello, se trata de una tecnología poco flexible en lo referente a las variaciones de caudal de las aguas a tratar.

Su comportamiento, desde el punto de vista hidráulico, es mejor en el caso de las redes de alcantarillado sanitario separado, operando correctamente, que en las de carácter combinado, dadas las fuertes distorsiones de caudal que se dan en estas últimas en los periodos de lluvias intensas.

Las Lagunas Facultativas dispuestas al final del tratamiento, al operar con TRH más elevados, presentan una mayor capacidad para afrontar las variaciones de caudal y carga.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

A partir de las cargas unitarias de DQO, para las distintas zonas ecológicas y tamaños de población considerados (Tabla 5.3), y tomado un valor de producción

de lodos de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor, se ha confeccionado la Tabla 7.14, que muestra las producciones de lodos por zona ecológica y tamaño de población.

Tabla 7.14. Generación de lodos de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	g m.s./hab/d	8,3	9,9	10,4	11,1	14,7	16,5
Valles y	%	5	5	5	5	5	5
Llanos	L/hab/d	0,17	0,20	0,21	0,22	0,29	0,33

En esta estimación de la producción de lodos no se ha considerado la cantidad de los mismos que se van acumulando en las Lagunas Facultativas.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Si bien el nivel de equipos electromecánicos presente en esta línea de tratamiento es reducido, limitándose al bombeo de la alimentación cuando los RAFA no se disponen enterrados, las labores de operación y mantenimiento de estos reactores revisten una cierta complejidad (especialmente en la puesta en marcha y, posteriormente, por el necesario control de las reacciones vía anaerobia que tienen lugar), por lo que se precisa que los operadores estén familiarizados con este tipo de tecnología.

Impactos medioambientales

La liberación a la atmósfera de parte del biogás producido puede ser origen de malos olores en las inmediaciones de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente como consecuencia, fundamentalmente, de la presencia en estos gases de compuestos derivados del azufre.

La quema del biogás generado minimiza estos posibles impactos olfativos, a la vez que disminuye considerablemente el efecto negativo de la emisión de gases de efecto invernadero, pues la emisión de metano unas 23 veces más perjudicial a este respecto que la del dióxido de carbono.

Los impactos sonoros son nulos, o muy reducidos en el caso de tener que bombear las aguas a tratar hasta la zona de alimentación al RAFA, dada la escasa potencia que se requiere.

En lo referente a los posibles impactos visuales, al construirse los RAFA principalmente enterrados, para evitar los bombeos de alimentación, estos impactos se minimizan.

Las Lagunas Facultativas, bien dimensionadas, construidas y operadas, ejercen impactos ambientales positivos, posibilitando la creación de hábitats adecuados para la vida de determinadas especies animales, especialmente avícolas.

En el caso de deficiencias constructivas se pueden dar filtraciones, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Si bien las necesidades de superficie para la construcción de los RAFA son muy reducidas en comparación con las de las tecnologías extensivas, el hecho de complementarse el tratamiento con Lagunas Facultativas eleva estas necesidades, situándolas en un punto intermedio entre las de las tecnologías intensivas y las de las extensivas.

La selección del tipo de terreno, para la construcción de esta línea de tratamiento, juega un papel relevante para poder prescindir de los bombeos de alimentación al RAFA, mediante el enterramiento del mismo. Primándose, por tanto, los terrenos llanos, fáciles de excavar y con un nivel freático bajo.

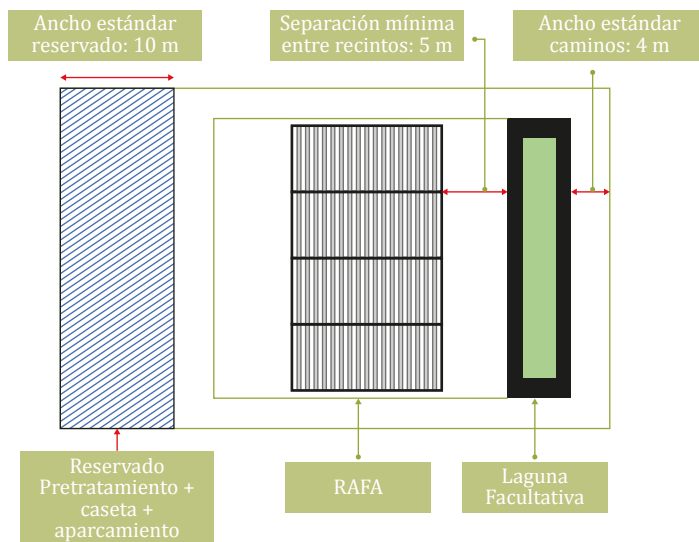
Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejillas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso respectivamente, dispuestas en serie, a las que sigue un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejillas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 0,6 cm, dispuestas en serie, y con una rejilla de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y con un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.

- En todos los casos, y por flexibilidad, se opera con dos líneas de tratamiento de RAFA en paralelo.
- En todos los casos se dispone una única Laguna Facultativa tras los RAFA.
- Para el dimensionamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se han empleado TRH a caudal medio de 10 horas en los Valles y de 7 horas en los Llanos.
- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se disponen enterrados en el suelo y presentan una altura útil de 4 m.
- Como tratamiento de pulimento se dispone una Laguna Facultativa, que se dimensiona siguiendo las directrices recogidas en el apartado 7.3.5 y asumiendo un rendimiento de eliminación de DBO_5 en el RAFA del 75%.
- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, ni para la desinfección, que se establecen en los Capítulos 11 y 9 de la presente guía, respectivamente.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

7.23. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las zonas ecológicas de los Valles y los Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos, se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento (m^3/d) y carga tratada ($m^2/kg\ DBO_5/d$). Estas estimaciones se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.24. Requisitos de superficie por habitante servido.

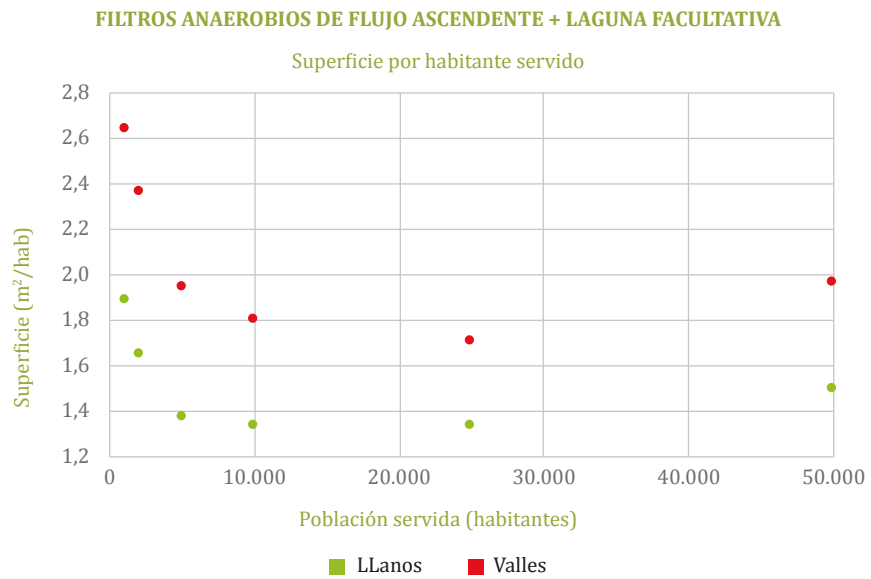


Figura 7.25. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

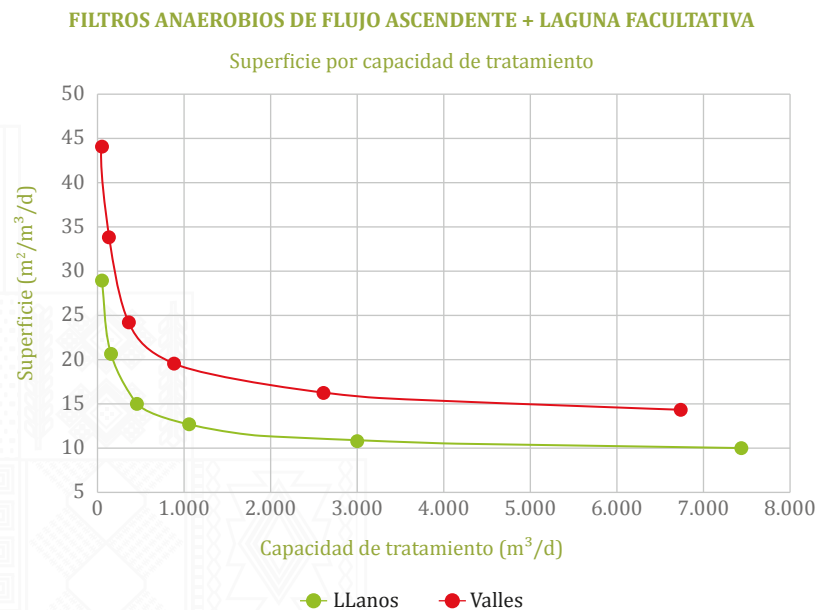
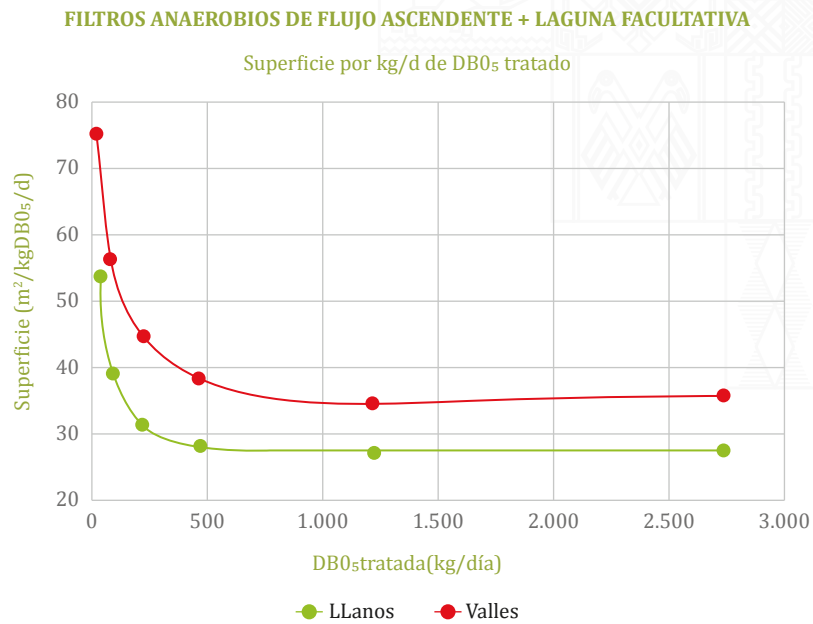


Figura 7.26. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Se observa que, en general, los requisitos de superficie por habitante servido siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan con el tamaño de la población tratada. El repunte de estos requisitos por habitante servido, cuando la población se eleva a los 50.000 habitantes, tiene su explicación en el hecho de que para este tamaño de población se incrementan notablemente los aportes de agua residual por habitante servido.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida y para una mejor comprensión de la Figura 7.24 se han desglosado en la Tabla 7.15 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies de los RAFA y de la Laguna Facultativa, en las dos zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados.

Tabla 7.15. Porcentajes de superficie ocupada por los RAFA y la Laguna Facultativa, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los RAFA y la Laguna Facultativa					
Valles	0,3/29,2	0,3/36,7	0,5/44,6	0,5/50,0	0,7/55,9	0,7/59,7
Llanos	0,3/24,4	0,4/31,6	0,5/40,3	0,6/46,8	0,7/54,2	0,7/58,4

Se observa que el porcentaje de superficie ocupado por las Lagunas Facultativas supera en unas 80-115 veces la superficie ocupada por los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente.

Estimación de los costos de construcción de la línea de tratamiento

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2, se han confeccionado las gráficas siguientes, que representan, para las zonas ecológicas de los Valles y los Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d).

Figura 7.27. Costos de construcción por habitante servido.

FILTROS ANAEROBIOS DE FLUJO ASCENDENTE + LAGUNA FACULTATIVA

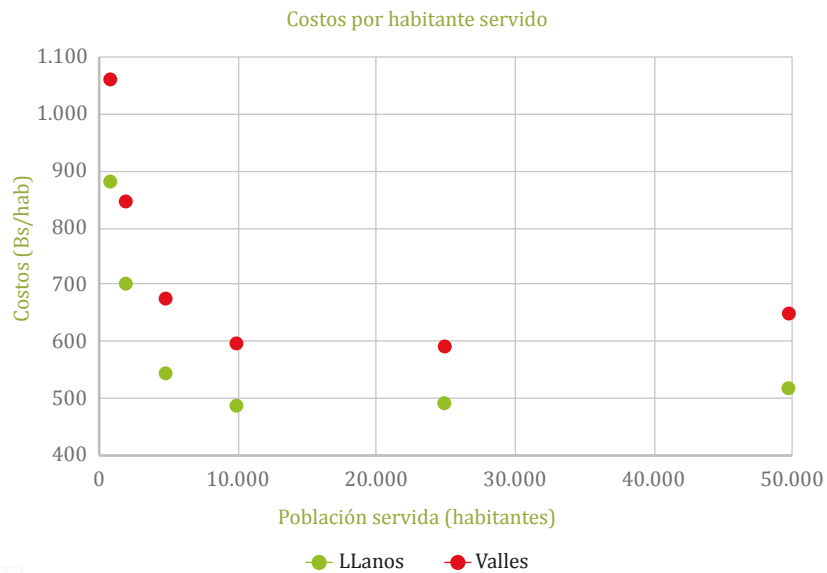


Figura 7.28. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

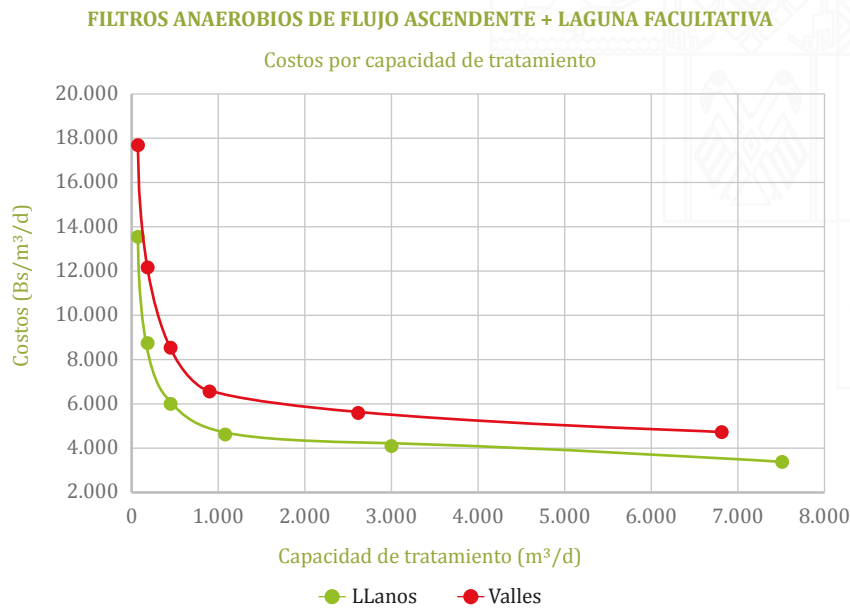
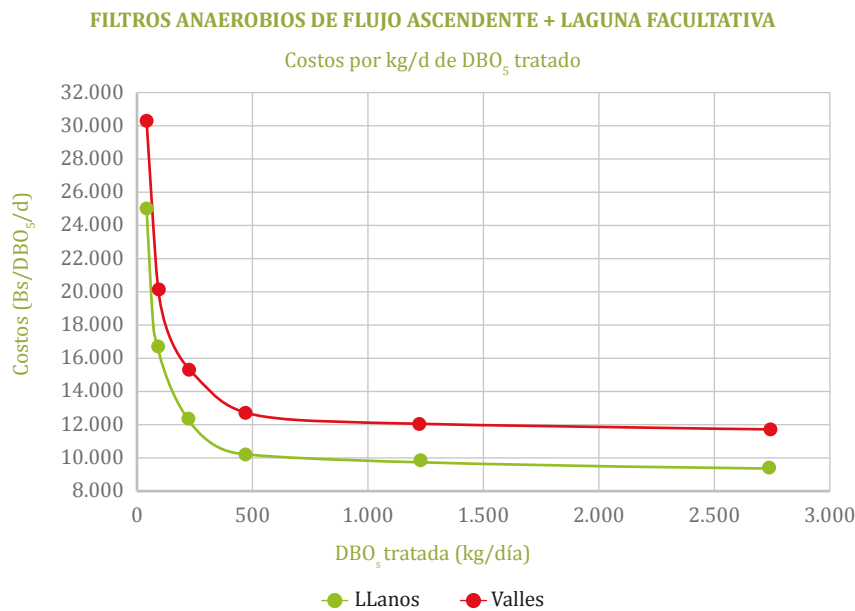


Figura 7.29. Costos de construcción por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En este caso se observa un repunte de los costos por habitante servido a partir de los 25.000 habitantes, que se justifica por el hecho de que a partir de los 20.000 habitantes se recurre a implantar desbastes de limpieza mecanizada. El motivo del incremento de los costos (por habitante servido) para los 50.000 habitantes ya se justificó con anterioridad.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por habitante servido.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.27, se han desglosado en la Tabla 7.16 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, RAFA, Laguna Facultativa, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.16. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Pretratamiento	8	5	3	2	8	5
RAFA	39	41	43	45	44	46
Laguna Facultativa	11	15	18	22	23	26
Caseta de servicios	4	3	3	2	1	1
Caminos perimetrales	9	6	6	3	2	1
Cerramiento	10	9	6	5	3	2
Llanos						
Pretratamiento	9	6	3	2	10	6
RAFA	37	43	45	47	44	46
Laguna Facultativa	7	11	14	18	21	24
Caseta de servicios	4	3	3	2	1	1
Caminos perimetrales	11	7	7	4	2	2
Cerramiento	10	9	7	5	3	2

Se observa que:

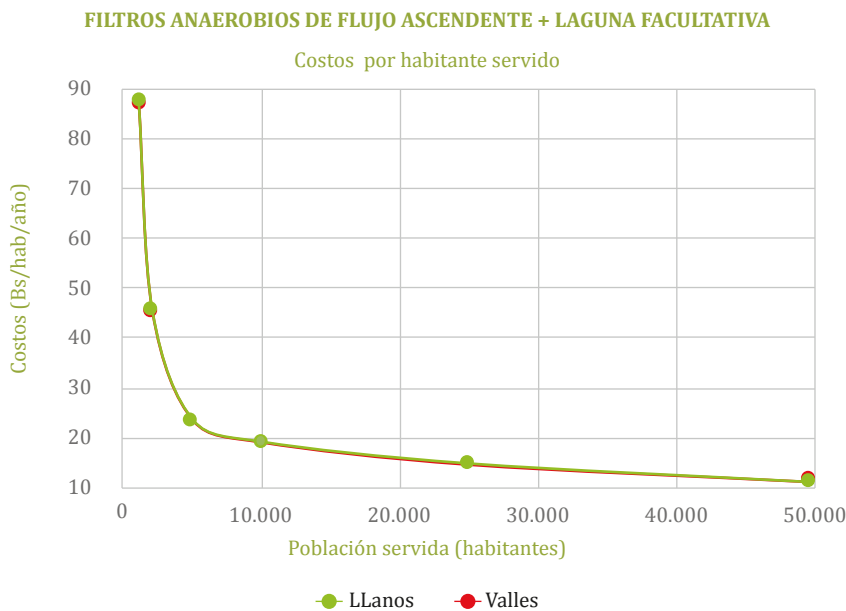
- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de equipos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos, con diferencia, se corresponden con los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA).

- A partir de los 1.000 habitantes en los Valles y de los 2.000 habitantes en los Llanos, las Lagunas Facultativas suponen el segundo porcentaje más alto de los costos de construcción de la línea de tratamiento.
- Los porcentajes de costos de construcción correspondientes a la caseta de servicio, los caminos perimetrales y el cerramiento, decrecen conforme se incrementa la población servida.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.30. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido



Se observa una gran coincidencia de los costos de operación y mantenimiento para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos, superponiéndose las curvas de los costos estimados.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por habitante servido.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.30, se han desglosado en la Tabla 7.17 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento. En esta tabla, dado que se ha supuesto que los RAFA se disponen enterrados, los costos de energía se corresponden tan sólo con los consumos energéticos de los pretratamientos de limpieza mecanizada, que se implantan para poblaciones servidas por encima de los 20.000 habitantes.

Tabla 7.17. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Personal (%)	81,4	78,4	67,3	72,3	49,7	35,4
Energía (%)	-	-	-	-	3,1	2,7
Mantenimiento y operación (%)	4,5	7,1	11,1	12,0	33,5	42,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,8	1,8	3,6	4,8	8,0	11,9
Control analítico (%)	13,3	12,8	18,0	11,0	5,7	7,1
Llanos						
Personal (%)	81,5	78,4	67,3	72,9	49,7	35,4
Energía (%)	-	-	-	-	3,1	2,7
Mantenimiento y operación (%)	4,5	7,1	11,1	12,0	33,5	42,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,8	1,8	3,6	4,8	8,0	12,2
Control analítico (%)	13,3	12,8	18,0	11,0	5,7	7,2

Se comprueba, que a medida que crece la población servida disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras que por el contrario, se incrementan en general, los costos relacionados con el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.2.8 Características constructivas

Al igual que en la etapa de dimensionamiento de este tipo de reactores se debe ser muy riguroso, a la hora de abordar su construcción esta recomendación es igualmente válida, para poder llegar a obtener los rendimientos de depuración previstos.

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente. Las características de las Lagunas Facultativas se pueden ver en el apartado 7.3.7.

El confinamiento

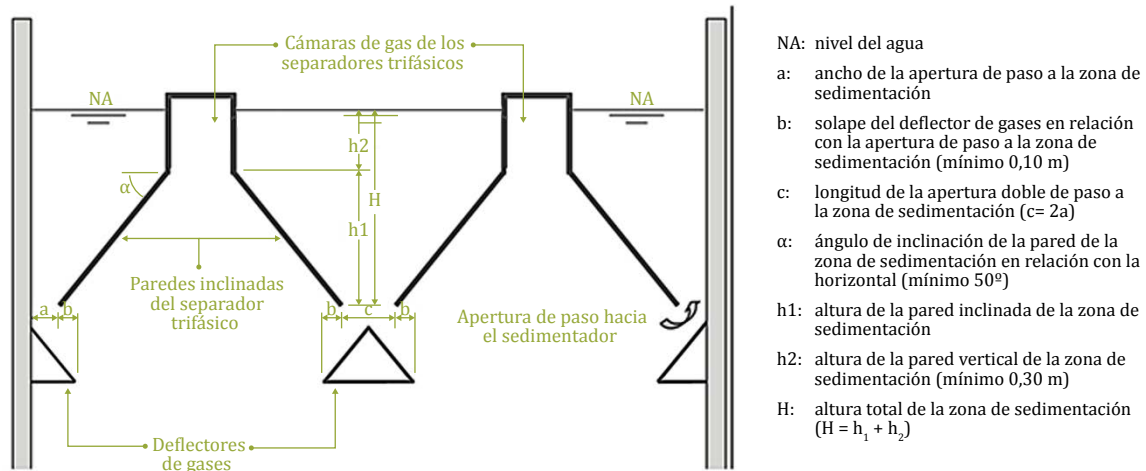
- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente suelen presentar plantas tanto circulares como rectangulares, permaneciendo su sección transversal uniforme a lo largo de toda la altura del reactor, o incrementándose con la altura.
- Los reactores que sirven a poblaciones grandes suelen presentar formas rectangulares.
- En los reactores rectangulares es habitual una relación largo/ancho de 2, si bien no existen limitaciones a este respecto.
- Se suele operar con al menos dos RAFA dispuestos en paralelo. Esta modulación:
 - Permite detener uno de los reactores para su mantenimiento, sin necesidad de parar toda la línea de tratamiento.
 - Facilita la puesta en marcha la línea de tratamiento en etapas sucesivas, cuando el caudal de las aguas afluentes se incrementa notablemente, o cuando no hay suficiente inóculo (lodos) para poner en marcha a todos los reactores de la línea a la vez.
 - Permite facilitar la operación de los reactores al optimizar la velocidad ascensional con la que trabajan, en el caso de que las aguas residuales a tratar presenten fuertes oscilaciones de caudal.
 - Facilita la construcción de los reactores al reducirse el tamaño de sus componentes internos, especialmente de los separadores trifásicos, que son más fáciles de construir y de instalar.
- En lo referente a los materiales a utilizar, lo habitual es recurrir al empleo de hormigón armado, con un revestimiento anticorrosivo para protegerlo del agresivo ambiente que se genera en los procesos anaerobios.

- La altura total útil de los reactores es de 4,0-5,5 m, de los cuales 2,5-3,5 m se corresponden con la zona de digestión y 1,5-2,0 m con la zona de sedimentación.

El separador trifásico

- Como se comentó con anterioridad, este separador constituye un elemento fundamental para el correcto funcionamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente. En la Figura 7.31 se representa la configuración geométrica y las dimensiones habituales de este elemento (Chernicharo, 2017b).

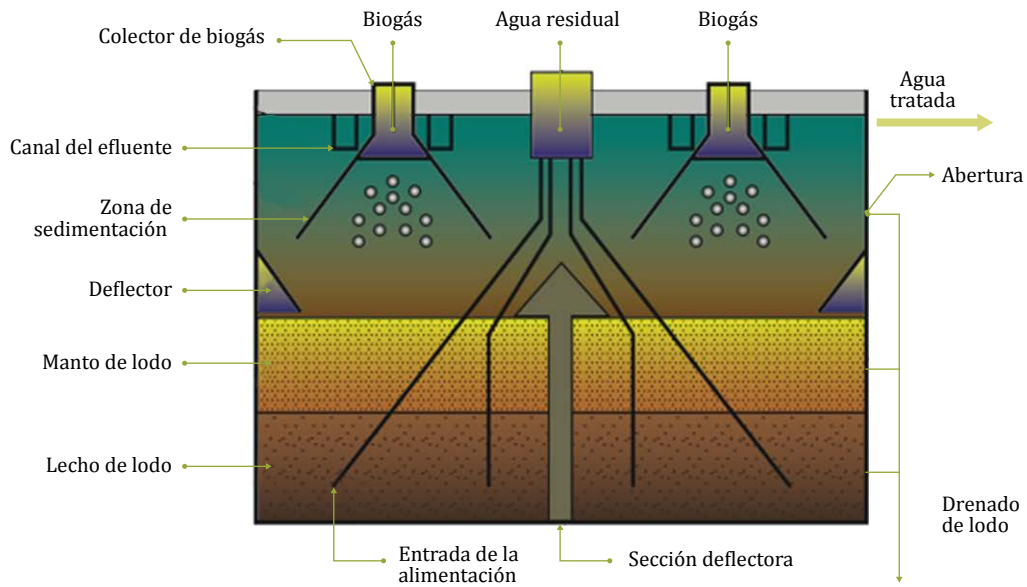
Figura 7.31. Configuración geométrica y dimensiones del separador trifásico.



Los elementos de entrada

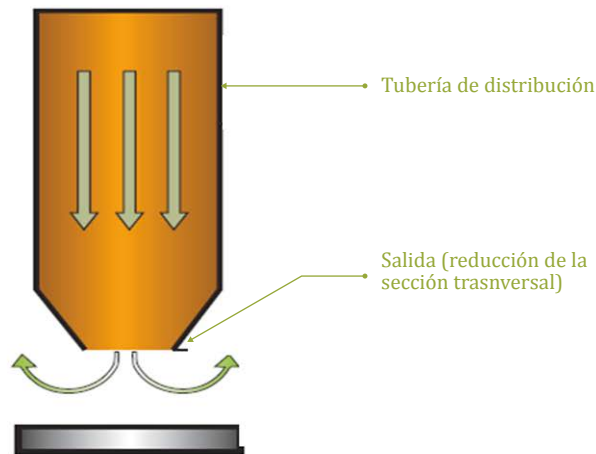
- Es muy recomendable instalar medidores de caudal (dotados de totalizador) en las tuberías de impulsión para monitorizar el caudal de alimentación a la PTAR y, sólo en el caso de que no sea posible contar con medidores de caudal, instalar un contador de horas de funcionamiento en las bombas.
- Los sistemas de alimentación al reactor se componen, en general, de una serie de tubos que parten de unas cajas de distribución y bajan hasta el fondo del reactor (Figura 7.32).

Figura 7.32. Sistema de alimentación a un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (CONAGUA).



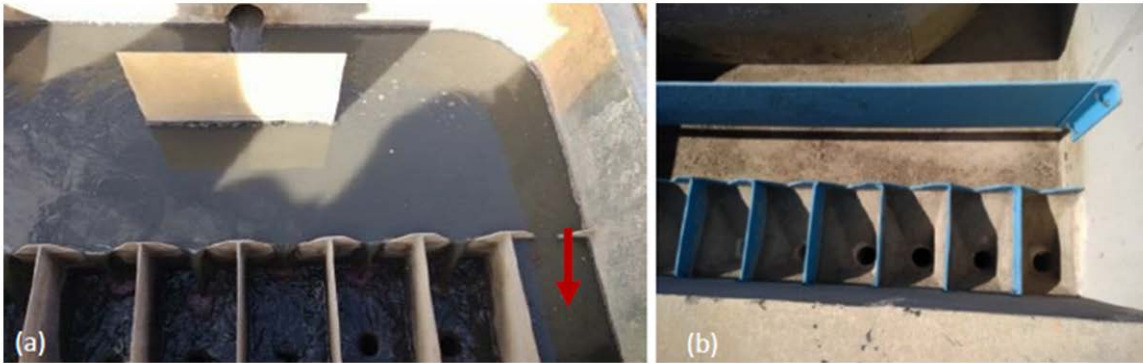
- Estos tubos de alimentación deben cumplir las recomendaciones siguientes:
 - Su forma debe permitir su limpieza, haciendo uso de agua a presión o de dispositivos mecánicos de desobstrucción.
 - Su diámetro será de 75-100 mm, para evitar obstrucciones.
 - La velocidad del líquido en el interior de los tubos será $<0,2$ m/s, para evitar la entrada de burbujas de aire al reactor.
 - En la zona inferior de los tubos esta velocidad es muy conveniente que sea mayor, para favorecer la mezcla. Para ello, el diámetro de los tubos se puede reducir a 40-50 mm (Figura 7.33).

Figura 7.33. Detalle de la zona inferior de un tubo de alimentación (CONAGUA).



- Desde el final de los tubos, hasta el fondo del reactor, se dejará una distancia de al menos 15 cm, para evitar interferencias con el lodo acumulado.
- El número de tubos se determina tal como se especificó en el apartado 7.2.6.3.
- Para el reparto homogéneo de las aguas a tratar hacia los tubos de alimentación al RAFA, se suelen emplear cajas de distribución (Figuras 7.34 a y b, *Chernicharo et al., 2018a*), con el fondo plano o con escasa inclinación. Al objeto de evitar la acumulación de arenas y de otros sólidos, especialmente cuando se produce un mal funcionamiento de la etapa de pretratamiento, se recomienda el empleo de entradas a los tubos de alimentación con fondo inclinado. Igualmente, es importante garantizar la correcta fijación de los tubos de alimentación a las cajas de distribución, para evitar que estos puedan soltarse sin que los operadores lo perciban, lo que provocaría que las aguas residuales a tratar entrasen en la zona de sedimentación (empeorando la calidad de los efluentes tratados), en lugar de ser distribuidas por el fondo del reactor.

Figura 7.34. Cajas de distribución: (a) caja con fondo plano en la que se aprecia la colmatación del canal de la derecha, (b) caja con el fondo inclinado.



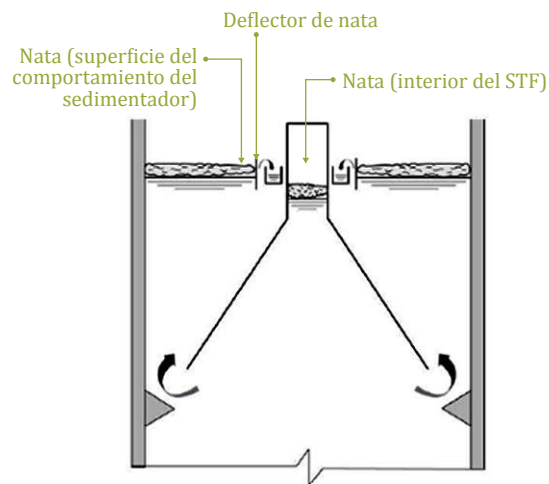
Los elementos de salida

- La evacuación de los efluentes tratados se realiza por la parte superior de los RAFA, desde las zonas destinadas a la sedimentación.
- Para la recogida de los efluentes tratados se procede al empleo de vertederos tipo Thompson, o de tubos perforados sumergidos en el líquido.
- Si se emplean vertederos Thompson se debe controlar rigurosamente su nivelación, para conseguir un vertido uniforme a lo largo de todo el vertedero. Igualmente, por delante del vertedero se dispondrá un baffle, que se sumergirá en el líquido unos 20 cm, para evitar el escape de flotantes.
- El empleo como elementos de salida del RAFA de tubos sumergidos perforados presenta con relación a los vertederos las ventajas siguientes:
 - i) al operar sumergidos se favorece el reparto uniforme de los efluentes en los orificios de los tubos, no siendo tan importante la nivelación de estos tubos como sí lo es en el caso de los vertederos, ii) se disminuye el riesgo de la liberación de gases y de malos olores y iii) no se precisa la implantación de baffles, al operar las tuberías de recogida por debajo de la capa de flotantes. Como principal desventaja del empleo de tubos perforados sumergidos cabe destacar la obstrucción de los orificios y la acumulación de sólidos en el interior de los tubos. Para minimizar estos inconvenientes se aconsejan que los tubos recolectores se dispongan con una pendiente mínima del 1%, para facilitar su autolimpieza.

Los sistemas de remoción de natas

- Las natas que se van formando en los separadores trifásicos (Figura 7.35) (Chernicharo, 2007), pueden llegar a impedir el escape del biogás generado, lo que pueden llegar a originar graves problemas en la operación de los RAFA, implicando, en condiciones extremas, la deformación de estos separadores y pudiendo también causar daños estructurales en los propios reactores. Además, estas natas pueden entrar en los compartimentos de sedimentación, causando el deterioro de los efluentes del proceso de tratamiento (Lettinga y Hulshoff, 1991).

Figura 7.35. Zonas de acumulación de natas en los RAFA.



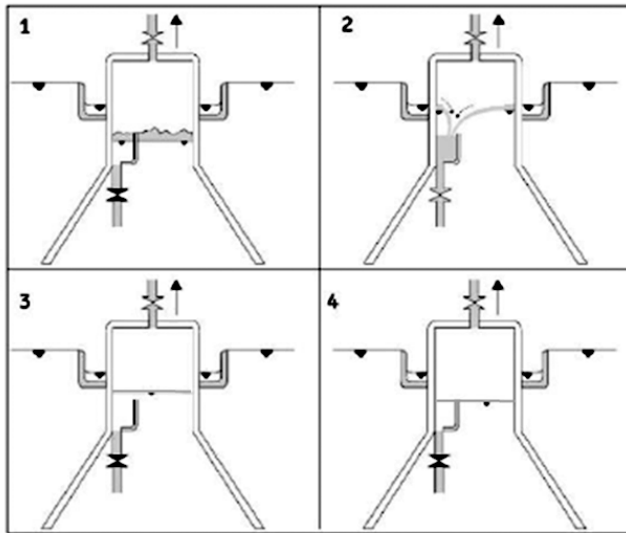
Para evitar esta acumulación progresiva de natas, una opción pasa por la incorporación de canaletas para la recogida de estas natas en el interior del separador trifásico, para permitir su eliminación vía hidrostática.

La eliminación hidrostática se basa en la modificación del nivel de agua en el interior del separador trifásico, lo que posibilita el vertido de las natas hacia una canaleta de recogida, dispuesta en el interior de separador, como paso previo a su envío fuera del reactor. Esta modificación del nivel de agua se consigue gracias al incremento, o la reducción, de la presión en la línea de gas comprendida entre el separador trifásico y el cierre (sello) hidráulico localizado en la parte superior de los RAFA.

En la Figura 7.36 (Chernicharo et al., 2018b), se muestra un sistema para la eliminación hidrostática de natas, que opera de acuerdo a la siguiente secuencia:

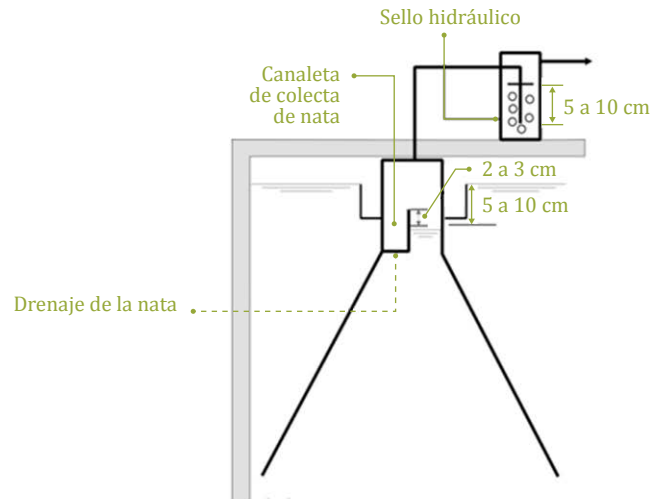
1. Niveles de la nata durante la operación normal del RAFA (línea de gas presurizada, de modo que se mantenga el nivel de natas 2-3 cm por debajo del borde superior de la canaleta interna de recogida).
2. Elevación del nivel de las natas gracias al alivio de la presión en la línea de gas, lo que permite la entrada de las natas a la canaleta interna de recogida.
3. Cierre de la válvula de vaciado de la canaleta interna.
4. Aumento de la presión en la línea de gas, retornando a la condición operativa de la etapa 1.

Figura 7.36. Etapas de operación de un sistema de remoción hidrostática de natas.



El separador trifásico debe integrarse con el sello hidráulico para permitir el control de las presiones internas y, consecuentemente, el ajuste de los niveles del agua en relación con la canaleta interna de recogida de natas (Figura 7.37, Chernicharo et al., 2018b).

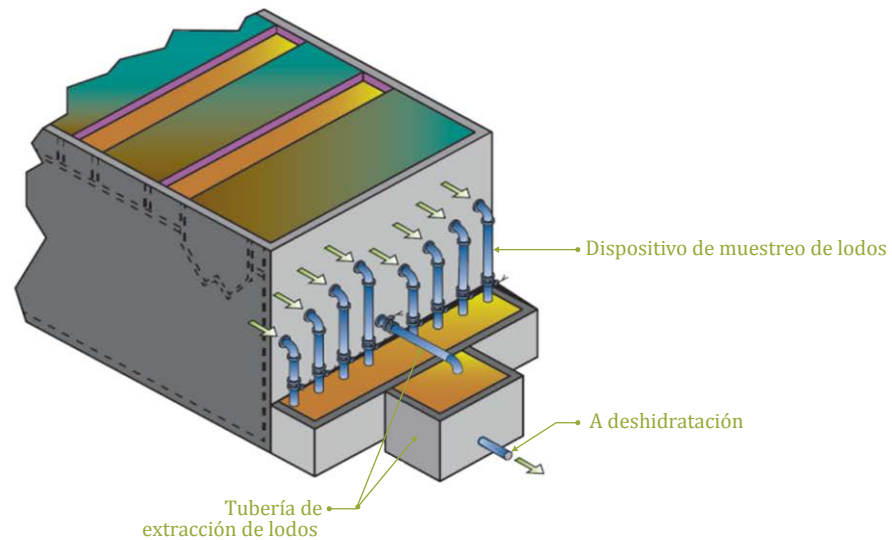
Figura 7.37. Integración del separador trifásico y del sello hidráulico.



Los sistemas de remoción de los lodos

- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente deben contar con un sistema que permita el muestreo de los lodos contenidos y la extracción periódica de los lodos en exceso.
- El sistema de muestreo de lodos consiste, generalmente, en una serie de válvulas dispuestas a lo largo de la altura del compartimento de digestión, que reúnen las características siguientes:
 - Separación entre válvulas: 0,50 m
 - Diámetro: 1 ½ - 2 pulgadas
 - Tipo de válvulas: de bola
- El sistema para la purga periódica de los lodos en exceso debe contar con al menos dos puntos de extracción, situados en la parte baja del reactor y a 1,0-1,5 m por encima de esta zona. El diámetro de las tuberías para la descarga de los lodos en exceso deberá ser al menos de 100 mm, (Figura 7.38).

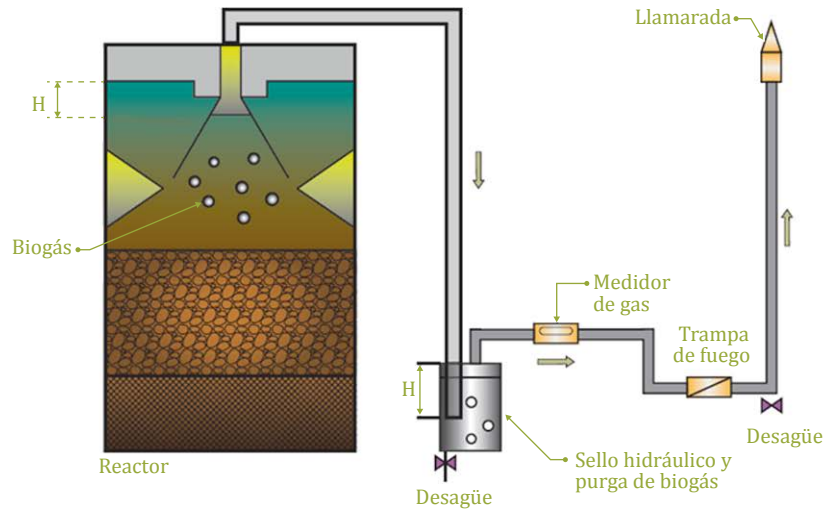
Figura 7.38. Sistema para el muestreo de lodos y para la descarga de los lodos en exceso (CONAGUA).



Los sistemas de recogida de gases

- Para evitar la liberación incontrolada a la atmósfera del biogás que se genera en el RAFA, lo que aparte de generar malos olores, corrosión y daños medioambientales, entraña riesgos por el carácter explosivo de las mezclas metano/aire, este biogás debe recolectarse, bien para su uso posterior, o bien para su quema en una antorcha dispuesta en las inmediaciones del reactor. El sistema de recogida del biogás producido consta de los elementos siguientes (Figura 7.39):
 - Tubería recolectora
 - Sello hidráulico
 - Medidor del volumen producido de biogás
 - Trampa antirretorno de llama
 - Depósito para el almacenamiento del biogás (cuando se utilice el biogás producido)

Figura 7.39. Sistema para la recogida del biogás y quemado en antorcha (CONAGUA).



- Cuando no se use el biogás producido, el depósito de almacenamiento se sustituye por una válvula de seguridad, que se implanta antes de la antorcha, que debe disponerse a una distancia segura del reactor.
- Para evitar daños en los medidores de biogás, como consecuencia de la presencia de condensados en la tubería de recogida, se recomienda que la velocidad media del flujo de gas no sobrepase los 3,5 m/s (Cassini et al, 2003).

El control de la corrosión

El ácido sulfhídrico (H_2S) que se genera en los procesos anaerobios, por la reducción de los compuestos de azufre presentes en las aguas residuales, en presencia de humedad y de pequeñas cantidades de oxígeno puede oxidarse a ácido sulfúrico, que presenta un fuerte carácter corrosivo, por lo que causa daños en las estructuras metálicas (acero al carbono, hierro fundido) y en el propio hormigón.

Entre los materiales y estructuras susceptibles a sufrir severos problemas de corrosión por el H_2S se encuentran: cajas de registro, paredes, tapas y losas de inspección localizadas en la parte superior de los reactores, escaleras, pasarelas, barandas, barreras metálicas y tuberías en general, y materiales y equipos empleados en la línea de recogida y transporte de biogás. Por ello, es necesario

el empleo de materiales resistentes a la corrosión, o de revestimientos anticorrosivos, en todos los materiales y estructuras que lo requieran.

Figura 7.40. Aspecto de un RAFA a los siete años de operación por una mala selección de la calidad de los materiales constructivos (Wagner, 2018).



El control de olores

En el control de olores deben primar las medidas preventivas orientadas a reducir las emisiones gaseosas furtivas (gases liberados a la atmósfera de forma difusa y sin ninguna medida de control), pero también se hace necesaria la aplicación de medidas correctivas, que impliquen la contención y extracción de los gases residuales para su posterior tratamiento.

Las medidas preventivas para hacer frente a los olores deben considerarse ya en la etapa de diseño de los RAFA y entre ellas se encuentran (Chernicharo et al., 2018c):

- La implantación de dispositivos que permitan la remoción de los sedimentos que se van acumulando en los canales desbaste y en los desarenadores.
- En los casos en los que el pretratamiento no esté confinado, priorizar el régimen hidráulico laminar, al objeto de mantener los gases disueltos en la fase líquida, minimizando su liberación a la atmósfera.

- Cuando el pretratamiento se encuentra confinado, evaluar la posibilidad de trabajar en régimen turbulento (por ejemplo, colocando las tuberías de llegada de las aguas residuales por encima del nivel máximo del agua en los canales de desbaste y desarenado), para facilitar la liberación de los gases, para su posterior extracción y tratamiento.
- En el caso de los reactores, la contención de los gases se puede llevar a cabo cubriendo y ventilando tanto los dispositivos de distribución de caudal que alimentan al reactor, como los compartimentos de sedimentación y las canaletas de recogida de los efluentes tratados. Estas coberturas deben permitir el acceso de los operadores para la realización de las pertinentes labores de mantenimiento. Para la construcción de los cerramientos y del sistema de extracción de estos gases se recomienda el empleo de hormigón, aluminio, acero inoxidable AISI 316 y materiales plásticos (PRFV, PVC, PEAD, PP, PPR o caucho).

Las acciones preventivas para la reducción de las emisiones furtivas relacionadas con la operación de los RAFA, se analizan en el siguiente apartado.

7.2.9 Operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento ya se han detallado en el apartado 6.3.5 y las de las Lagunas Facultativas se recogen en el apartado 7.3.8.

Se indican a continuación las principales labores de operación y mantenimiento de los RAFA, comenzando con unas recomendaciones sobre su puesta en marcha.

- La puesta en marcha de este tipo de reactores constituye una etapa crucial, en la que debe alimentarse al RAFA con un caudal controlado de aguas residuales inferior al de diseño, con un control estricto del pH, del contenido de ácidos grasos volátiles, del crecimiento de la biomasa (medido en términos de sólidos en suspensión volátiles), de las características de la sedimentabilidad del manto de lodos medida (a través del Índice Volumétrico de Lodos (IVL)), de la Actividad Metanogénica Específica (AME), de la producción de biogás, etc.
- Durante la fase de puesta en marcha también debe controlarse la carga orgánica por unidad de biomasa en el reactor. Esta carga viene dada por la expresión:

$$C_o = \frac{Q \cdot C_a}{M}$$

Donde:

C_o : carga orgánica por unidad de biomasa (kg DQO/kg SSV/d)

Q: caudal de aguas a tratar (m³/d)

C_a : concentración de DQO (mg/L) de las aguas residuales afluentes

M: cantidad de biomasa en el reactor (kg SSV/m³)

Se recomienda que durante la fase de arranque de los RAFA se opere con valores de 0,05-0,15 kg DQO/kg SSV/d. Esta carga se irá aumentando progresivamente hasta alcanzar los 0,4 kg DQO/kg SSV/d (*Wagner, 2018*).

- El tiempo de puesta en marcha de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente oscila entre 3 y 6 meses. La inoculación del reactor con lodos maduros procedente de otro reactor anaerobio permite acortar la duración del período de puesta en marcha.

En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente:

- Diariamente se procederá a la medición de los caudales de alimentación al reactor y de la cantidad producida de biogás. En el caso de que las aguas a tratar lleguen por bombeo, será necesario monitorizar las horas de funcionamiento de la/s bomba/s de impulsión o, en el caso de que cuenten con variador de frecuencia, el caudal totalizado diario. El caudal de alimentación al RAFA permite determinar si este opera bajo las condiciones seleccionadas en su dimensionamiento (TRH, velocidad ascensional), mientras que el caudal de biogás generado diariamente permite comprobar el buen desarrollo de los procesos anaerobios que tienen lugar en su interior.
- Semanalmente se procederá a la medición de los sólidos totales presentes en los lodos muestreados en el punto más alto del compartimento de digestión, que deberán estar por debajo del 0,5% (5 g/L) (*Chernicharo et al., 2018b*). En caso contrario se procederá a la extracción de los lodos en exceso, teniendo en cuenta que nunca se extraerá más del 25% de la masa de sólidos volátiles del reactor.

- Semanalmente se procederá a la comprobación del correcto funcionamiento de los tubos de alimentación, procediendo a su desobstrucción en caso necesario.
- Semanalmente se procederá a la limpieza de las estructuras de ingreso al reactor de las aguas a tratar (cajas de distribución y vertederos).
- Semanalmente se procederá a la eliminación de natas en el interior del separador trifásico, haciendo uso del dispositivo descrito en el apartado de características constructivas.
- Semanalmente se controlará el correcto funcionamiento del sistema de recogida de efluentes tratados (vertederos, tubos perforados sumergidos).
- Semanalmente se procederá a eliminar la capa de materias flotantes de la superficie de la zona de sedimentación. En ocasiones, las características constructivas de los RAFA hace que esta extracción sea dificultosa.
- Semanalmente se procederá a la limpieza de las canaletas de recolección de las aguas tratadas.
- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento enfocadas a la prevención de la emisión de olores gases, estas incluyen:
 - En la etapa de pretratamiento: la eliminación y disposición final adecuada y frecuente de los residuos generados.
 - En los propios RAFA: la eliminación frecuente de las natas acumuladas, la realización de pruebas de estanqueidad en las cámaras de biogás y en los sedimentadores y el manejo adecuado de las tapas de inspección en las cámaras de biogás y en los sedimentadores.
- En todas las operaciones de operación y mantenimiento se respetarán escrupulosamente las medidas de seguridad e higiene establecidas.

7.2.10 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, cabe destacar las siguientes:

- Bajos requisitos de superficie para su construcción (sin contar con la superficie de la laguna de afino), al trabajar con mayores cargas orgánicas que los tratamientos aerobios.
- Escasos, o nulos, requisitos de energía para su operación.
- Se generan lodos estabilizados y en mucha menos cantidad que en los tratamientos aerobios.
- Generación de biogás, aprovechable como fuente de energía.
- Carece de dispositivos móviles en su interior, que puedan ser fuente de averías.
- Los lodos se estabilizan y almacenan en el reactor, no siendo necesaria su extracción de forma frecuente.
- Bajos costos de construcción y de operación y mantenimiento.
- Aplicable a pequeñas y grandes poblaciones.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Se precisa un postratamiento de los efluentes tratados en el RAFA para cumplir con los requisitos de vertido.
- Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y de organismos patógenos.
- La etapa de puesta en operación es lenta y complicada.
- No se recomienda su uso con temperaturas medias del agua en el mes más frío menores a 15 °C.
- En su construcción se precisa del empleo de materiales resistentes a la corrosión, lo que encarece su construcción.
- No es recomendable su construcción para el tratamiento de aguas residuales con alto contenido en sulfatos.

- El proceso es sensible a la presencia de tóxicos en las aguas a tratar, entre ellos los metales pesados.
- Su operación y mantenimiento es más compleja que las de las tecnologías de tratamiento extensivas y que los FFAA (pero menos que las que requieren las tecnologías intensivas), ello hace preciso contar con operadores con una cierta cualificación técnica.
- Posible generación de olores desagradables y emisión de gases de efecto invernadero, si no se opera correctamente.

Referencias bibliográficas

Alem Sobrinho, P. y Jordao, E. (2001). Pós-tratamento de efluentes de reactores anaeróbios - uma análise crítica. In *Pós-tratamento de efluentes de reactores anaeróbios*, (C.A.L. Chernicharo coordinador), cap, 9 FINEP/PROSAB, Rio de Janeiro, Brasil.

Cassini, S., Chernicharo, C., Andreoli, C., França, M., Borges, E., y Gonçalves, R. (2003). Hidrólise e atividade anaeróbia em lodos. In *Digestão anaeróbia de resíduos sólidos orgánicos e aproveitamento de biogás*, (S.T. Cassini coordinador), Cap.2, FINEP/PROSAB, Rio de Janeiro, Brasil.

Chernicharo, C., da Silva. L., de Souza, S., Pegorini, E., (2018a). Contribución para el diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados para el tratamiento de aguas residuales urbanas. Parte 2: Tratamiento preliminar, bombeo y distribución de caudal. *Revista DAE*, núm, 214, vol. 66. Edição Especial. Novembro 2018. <http://revistadae.com.br/site/artigos/214>

Chernicharo, C., da Silva. L., Bresanni, T., Sidnei, B. (2018b). Contribución para el diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados para el tratamiento de aguas residuales urbanas. Parte 3: Gestión del lodo y la nata. *Revista DAE*, núm, 214, vol. 66. Edição Especial. Novembro 2018. <http://revistadae.com.br/site/artigos/214>

Chernicharo, C., Freire, E., Bohrer, J., de Souza, C., Collere, G., Bressani, T., de Carvalho, A. (2018c). Contribución para el diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados para el tratamiento de aguas residuales urbanas.

Parte 4: Control de corrosión y emisiones gaseosas. Revista DAE, núm, 214, vol. 66. Edição Especial. Novembro 2018. <http://revistadae.com.br/site/artigos/214>

Chernicharo, C. (2017a). Tema 1: Fundamento de los procesos anaerobios. Módulo 2: Tecnologías Anaerobias. Curso Internacional de Selección de Tecnologías y Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. La Paz (Bolivia), 2017.

Chernicharo, C. (2017b). Tema 3: Diseño y operación de reactores UASB. Módulo 2: Tecnologías Anaerobias. Curso Internacional de Selección de Tecnologías y Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. La Paz (Bolivia), 2017.

Chernicharo, C. (2016). Sistemas de tratamiento anaerobio de aguas residuales. Diseño Curso Iberoamericano de Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras, CAF. Madrid, septiembre 2016.

Chernicharo, C. (2007). Reactores anaeróbios. 2ª edición. Belo Horizonte: Departamento de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Universidad Federal de Minas Gerais. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, v. 5).

CONAGUA. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente. ISBN: 978-607-8246-99-1.

Lettinga, G, y Hulshoff, L. (1991). UASB – Process design for various types of wastewaters. Water Science&Technology, v. 24, n 8.

Lettinga, G. (1995). Anaerobic reactor technology: reactor and process design. In International Course on Anaerobic Treatment. Wageningen Agricultural University/IHE, Delft, Wageningen, 17-28 Jul. 1995.

Malina, J y Pohland, F. (1992). Design of Anaerobic Processes for the Treatment of Industrial and Municipal Wastes, vol. 7, Technomic Publishing, Inc., USA.

MARN. (2016). Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El salvador. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Souza, J. y Vieria, S. (1986). Development of technology for the use of UASB reactor in domestic sewage treatment, Water Sci. Technol. 18(12).

von Sperling, M y Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1 843339 002 7. Published by IWA Publishing, London, UK.

Wagner, W. (2018). Reactores anaeróbicos para el tratamiento de aguas residuales urbanas. XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 19-30 noviembre 2018.

7.3 Lagunas de Estabilización

7.3.1 Fundamentos

El tratamiento de las aguas residuales mediante Lagunas de Estabilización consta de varias balsas dispuestas en serie, en las que su profundidad decae paulatinamente, a la vez que se va incrementando su contenido en oxígeno disuelto.

La progresiva combinación de ambientes con ausencia y presencia de oxígeno disuelto, reproduce los fenómenos de autodepuración, que de forma natural se dan en los cursos de agua.

Figura 7.41. Lagunas de Estabilización (PTAR Oruro, Bolivia).



Básicamente, son tres los tipos de Lagunas de Estabilización existentes (Romero, 1999):

- **Lagunas Anaerobias:** son lagunas profundas (3-5 m) (Figura 7.42), que operan con elevadas cargas orgánicas ($>100 \text{ g DBO}_5/\text{m}^3/\text{d}$) (Mara *et al.*, 1998) y que persiguen dos objetivos básicos: i) la reducción de la

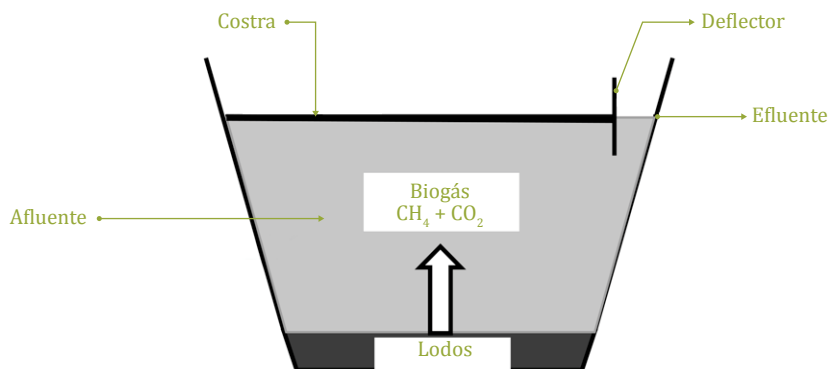
materia en suspensión (sedimentable y flotante) presente en las aguas residuales afluentes y ii) la estabilización, vía anaerobia, de los lodos que se van acumulando en su fondo. De acuerdo con el primero de estos objetivos, puede encuadrarse este tipo de lagunas dentro de los tratamientos primarios, mientras que en consonancia con el segundo objetivo, se englobaría dentro de los tratamientos de decantación-digestión, a semejanza de los Tanques Sépticos y de los Tanques Imhoff.

Las elevadas cargas de DBO_5 por unidad de volumen con las que operan este tipo de lagunas, conllevan a que en ellas imperen condiciones de ausencia de oxígeno (anaerobiosis), salvo en una fina capa de agua superficial, por lo que los microorganismos que proliferan en las mismas son, casi exclusivamente, bacterias anaerobias (Rojo, 1988; Romero 1999).

Como resultado de las reacciones anaerobias se genera biogás, mezcla de metano y dióxido de carbono, principalmente, y en mucha menor cantidad, de compuestos del azufre (sulfuro de hidrógeno, mercaptanos, etc.), principales responsables de los olores desagradables que se desprenden.

Las reacciones que tienen lugar en estas lagunas, bajo condiciones de anaerobiosis, se analizaron en detalle en el apartado 3.3.1 de la presente guía.

Figura 7.42. Esquema de una Laguna Anaerobia.



Los lodos permanecen en las Lagunas Anaerobias un largo periodo de tiempo (≤ 7 años) (von Sperling y Chernicharo 2005), mineralizándose y disminuyendo su volumen, tras el que se procede a su extracción.

Dado el elevado grado de mineralización alcanzado, los lodos tan sólo precisan ser deshidratados antes de su adecuada disposición final.

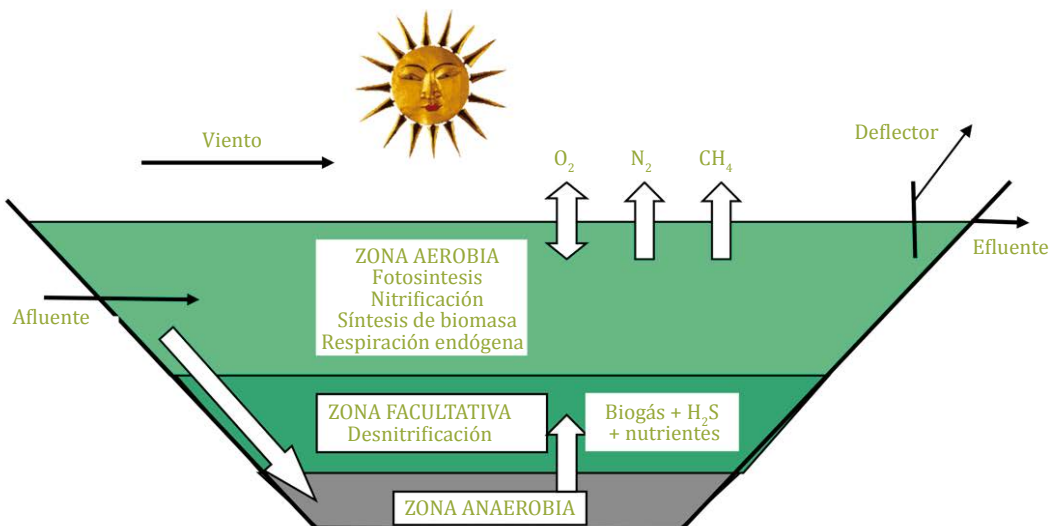
- **Lagunas Facultativas:** presentan una menor profundidad (1,5-2,0 m) y ocupan mucha más superficie que las Lagunas Anaerobias.

El principal objetivo que se persigue en este tipo de lagunas 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 que en ellas se desarrollan y, en menor medida, por fenómenos de reaeración superficial, promovidos por el viento, dada la gran extensión de estas lagunas.

La DBO₅ soluble y la finamente particulada se estabilizan vía aerobia por la acción de bacterias heterotróficas dispersas en el medio, mientras que la DBO₅ particulada tiende a sedimentar, transformándose vía anaerobia por las bacterias que proliferan en el fondo.

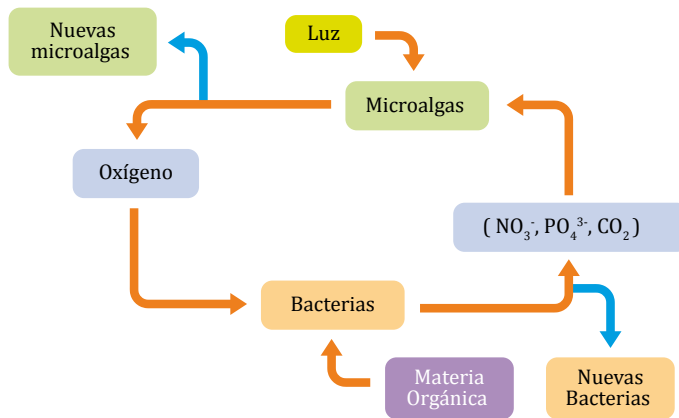
En la columna de agua se diferencian claramente tres estratos: uno inferior (ocupado por los sedimentos/lodos) de características anaerobias; el superior, en contacto con la atmósfera, aerobio (como consecuencia, principalmente, de la presencia de microalgas, responsables de los procesos fotosintéticos); y uno intermedio, en el que se dan unas condiciones muy variables (con 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 7.43).

Figura 7.43. Esquema de una Laguna Facultativa.



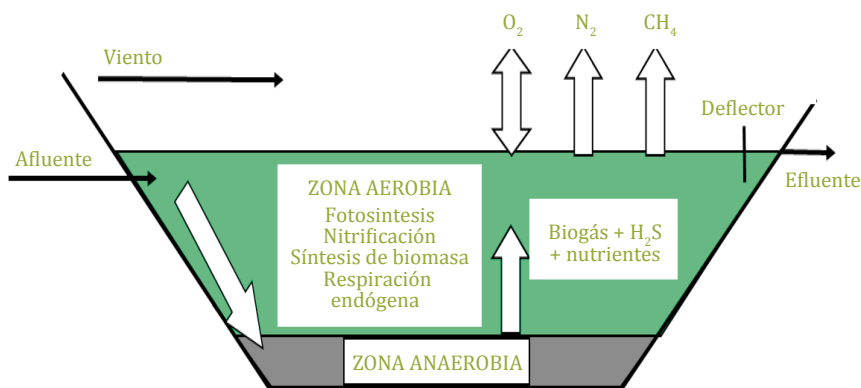
En la zona aerobia se establece un equilibrio entre la producción y el consumo de oxígeno y de dióxido de carbono, a través de un ciclo simbiótico microalgas/bacterias, de modo que la respiración bacteriana consume oxígeno y libera dióxido de carbono, mientras que las microalgas, mediante procesos fotosintéticos, generan oxígeno y consumen dióxido de carbono. Este ciclo simbiótico es el verdadero "motor" de este tipo de lagunas (Figura 7.44).

Figura 7.44. Ciclo simbiótico microalgas-bacterias en Lagunas Facultativas.



- **Lagunas de Maduración:** constituyen la última etapa en el esquema de tratamiento, por lo que están sometidas a bajas cargas orgánicas, dándose en ellas condiciones propicias para la penetración en profundidad de la radiación solar (aguas relativamente claras y poco profundas, 0,8-1,2 m) (Figura 7.45).

Figura 7.45. Esquema de una Laguna de Maduración



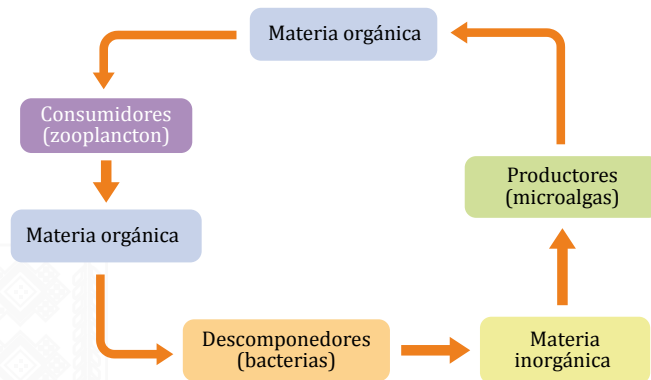
En estas lagunas se consigue una cierta eliminación de la población de microalgas, gracias a la acción filtradora de los organismos que proliferan en ellas (Rojo, 1988; Romero, 1999) y, principalmente, se alcanzan porcentajes muy elevados de eliminación de organismos patógenos, como consecuencia del efecto bactericida de la radiación UV, de los procesos de filtración y predación, de los valores elevados de pH y de oxígeno disuelto, etc., dando lugar a efluentes finales altamente desinfectados y oxigenados.

Si bien se logra un cierto abatimiento de patógenos en las Lagunas Anaerobias y algo más en las Facultativas, los mayores porcentajes de eliminación se dan en las Lagunas de Maduración, alcanzando eliminaciones de coliformes fecales del orden de 4-5 u. log., en el global de la línea de tratamiento, siendo este el principal objetivo de este tipo de lagunas, que constituyen una alternativa a la desinfección de los efluentes de las PTAR mediante métodos convencionales, como puede ser la cloración (ver Capítulo 9).

Para mejorar la eliminación de organismos patógenos, la etapa de maduración suele estar constituida por varias lagunas dispuestas en serie.

En este tipo de lagunas se establece un equilibrio entre los organismos productores de biomasa (microalgas), los consumidores (zooplancton) y los descomponedores (bacterias) (Figura 7.46).

Figura 7.46. Relación entre productores, consumidores y descomponedores en Lagunas de Maduración.



El diagrama de flujo del tratamiento de las aguas residuales mediante Lagunas de Estabilización admite configuraciones diferentes. Así, se pueden alimentar las Lagunas Facultativas directamente con las aguas residuales pretratadas (Lagunas Facultativas Primarias, Figura 7.47), o bien, disponer Lagunas Anaerobias como primera etapa del tratamiento (Figura 7.48).

Figura 7.47. Diagrama de flujo con Lagunas Facultativas Primarias.

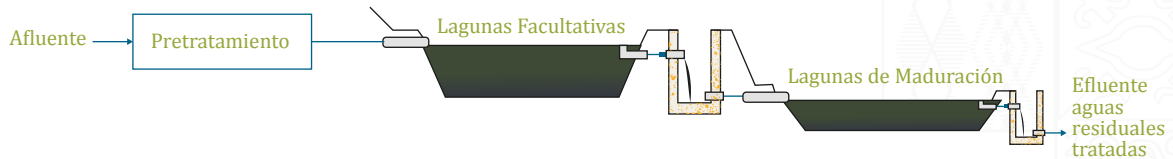
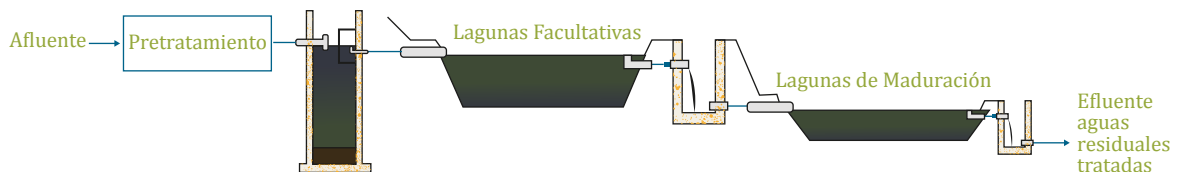


Figura 7.48. Diagrama de flujo con Lagunas Anaerobias en cabecera.



La combinación de Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas permite reducir en un 45-70% la superficie que requeriría una Laguna Facultativa Primaria, que recibiese directamente las aguas residuales pretratadas (von Sperling y Chernicharo, 2005).

Dado que la mayor parte (70-90%) de la materia orgánica presente en los efluentes de un tratamiento mediante Lagunas de Estabilización se encuentra en forma de microalgas (Mara et al., 1998), para mejorar los rendimientos en ocasiones se recurre a la implantación, a la salida del sistema, de un proceso de filtración (filtros de piedra o de arena, humedales artificiales, etc.) (Romero, 1999; Metcalf&Eddy, 1998).

7.3.2 Rendimientos

7.3.2.1 Rendimientos de eliminación de la materia carbonada

Lagunas Anaerobias

Los rendimientos de eliminación de DBO_5 que se alcanzan en las Lagunas Anaerobias, en función de la temperatura del aire a la que se opera, se muestran en la siguiente tabla (Mara, 1997).

Tabla 7.18. Rendimientos de las Lagunas Anaerobias en función de la temperatura del aire.

Temperatura (°C)	% de eliminación de DBO_5
< 10	40
10 - 25	$2T + 20$
> 25	70

Para la aplicación de esta fórmula es habitual tomar como temperatura del aire la media del mes más frío.

Lagunas Facultativas y de Maduración

Para determinar el rendimiento de eliminación de la materia carbonada en las Lagunas Facultativas y de Maduración se pueden emplear tanto modelos de flujo pistón, como de mezcla completa y de flujo disperso. El que sea más adecuado utilizar uno u otro modelo dependerá de la geometría y del TRH de las lagunas. No obstante, por la geometría típica de las Lagunas Facultativas y de Maduración, salvo que los TRH sean muy altos, en cuyo caso podría ser preferible el modelo de mezcla completa, en general se recomienda utilizar el modelo de flujo disperso. Este modelo especifica que:

$$C_{es} = C_a \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

Donde:

C_{es} : concentración de DBO_5 soluble en el efluente de la laguna (mg/L)

C_a : concentración de DBO_5 total en el afluente de la laguna (mg/L)

a : coeficiente (adimensional)

e : base de los logaritmos neperianos (2,72)

d = número de dispersión (adimensional)

El coeficiente "a" se determina mediante la expresión:

$$a = \sqrt{1 + 4K \cdot TRH \cdot d}$$

Donde:

K : coeficiente de eliminación de DBO_5 a la temperatura de operación (d^{-1})

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)

d : número de dispersión (adimensional)

El coeficiente K se calcula para diferentes temperaturas mediante la expresión:

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

Donde:

K_T : coeficiente de eliminación de DBO_5 a la temperatura T (d^{-1})

K_{20} : constante de reacción a 20 °C (d^{-1})

θ : coeficiente adimensional, con un valor de 1,035 (Arceivala, 1981)

T : temperatura media del agua residual en el mes más frío (°C). En este caso no se aplica la temperatura del aire. En la Tabla 5.6 se relacionan las temperaturas del agua y del aire para las diferentes zonas ecológicas consideradas en los dimensionamientos básicos de esta guía, y que en el caso de que no se disponga de las temperaturas reales, se podrían tomar de referencia para su estimación.

La constante de reacción a 20 °C puede calcularse haciendo uso de la carga superficial con la que opera la laguna, de acuerdo con la ecuación de Arceivala (1981):

$$K_{20} = 0,132 \cdot (\log \lambda_s) - 0,146$$

Donde:

λ_s : carga superficial con la que opera la laguna (kg DBO₅/ha/d)

Por último, el número de dispersión "d" se calcula mediante la expresión propuesta por *von Sperling (1999)*:

$$d = \frac{1}{(L/A)}$$

Donde:

L: longitud de la laguna (m)

A: ancho de la laguna (m)

Para pasar de concentración de DBO_{5soluble} (C_{es}) a concentración de DBO_{5total} (C_e) en el efluente de las Lagunas Facultativas, se hace uso de la expresión:

$$C_e = C_{es} + C_p$$

Donde:

C_p : concentración de la DBO₅ particulada (mg/L). Para su cálculo se asume que 1 mg/L de los sólidos en suspensión totales presentes en el efluente de una Laguna Facultativa se corresponde con una DBO₅ de 0,35 mg/L (*Mara, 1995*). Por lo que la concentración de C_e vendrá dada por:

$$C_e = C_{es} + (C_{SST} \cdot 0,35)$$

Donde:

C_{SST} : concentración de sólidos en suspensión en el efluente de la Laguna Facultativa (mg/L). Se suele adoptar un valor de 60-100 mg/l.

7.3.2.2 Rendimientos de eliminación de organismos patógenos

Para determinar el rendimiento de eliminación de organismos patógenos en las Lagunas Facultativas se pueden emplear tanto modelos de flujo pistón, como

de mezcla completa y de flujo disperso. El que sea más adecuado emplear uno u otro modelo en cada caso dependerá de la geometría y del TRH con el que trabajen las lagunas. No obstante, por la geometría típica de las Lagunas Facultativas, salvo que los TRH sean muy altos, en cuyo caso podría ser preferido el modelo de mezcla completa, en general se recomienda utilizar el modelo de flujo disperso. En el caso de las Lagunas de Maduración se recomienda también emplear el modelo de flujo disperso. Este modelo especifica que:

$$N_e = N_a \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

Donde:

N_e : concentración de coliformes en el efluente de la laguna (NMP/100 mL)

N_a : concentración de coliformes en el afluente la laguna (NMP/100 mL)

a: coeficiente

e: base de los logaritmos neperianos (2,72)

d: número de dispersión (adimensional)

El coeficiente "a" se calcula mediante la expresión:

$$a = \sqrt{1 + 4K_b \cdot TRH \cdot d}$$

Donde:

K_b = coeficiente de muerte bacteriana a 20 °C (d^{-1})

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)

d: número de dispersión (adimensional)

El coeficiente de muerte bacteriana a 20 °C (K_b) puede determinarse haciendo uso de la expresión propuesta por *von Sperling (2016)*.

$$K_b = 0,549 \cdot h^{-1,456}$$

Donde:

h: profundidad efectiva de la laguna (m)

El autor aconseja que el valor que se obtiene de K_b se reduzca del orden de un 5-15% en el caso de las Lagunas Facultativas y, que se incremente en la misma proporción, en el caso de las Lagunas de Maduración.

Para corregir el valor de K_b en función de la temperatura se emplea la expresión:

$$K_{bT} = K_{b20} \cdot \theta^{(T-20)}$$

Donde:

K_{bT} : coeficiente de muerte bacteriana a la temperatura T (d^{-1})

θ : coeficiente de temperatura (suele adoptar un valor 1,07, von Sperling y Chernicharo, 2005).

T: temperatura media del agua en el mes más frío ($^{\circ}C$)

El número de dispersión "d" se calcula mediante la expresión propuesta por von Sperling (1999):

$$d = \frac{1}{(L/A)}$$

Donde:

L: longitud de la laguna (m)

A: ancho de la laguna (m)

Finalmente, el rendimiento de eliminación de coliformes en las Lagunas Facultativas y de Maduración se determina haciendo uso de la expresión:

$$r_c = \frac{N_a - N_e}{N_a} \cdot 100$$

Donde:

r_c : rendimiento de eliminación de coliformes (%)

N_a : concentración de coliformes en el afluente de la laguna (NMP/100 mL)

N_e : concentración de coliformes en el efluente de la laguna (NMP/100 mL)

En el caso de varias Lagunas de Maduración, de iguales dimensiones y dispuestas en serie, el rendimiento global de eliminación de coliformes viene dado por:

$$r_{tc} = | 1 - (1 - r_n)^n | \cdot 100$$

Donde:

r_{tc} : rendimiento global de eliminación (%)

r_n : rendimiento de eliminación en cada Laguna de Maduración de la serie (%)

n: número de Lagunas de Maduración en serie

Y la concentración de coliformes en la última laguna de la serie será:

$$N = N_a \cdot (1 - r_n)$$

Donde n es el número de Lagunas de Maduración dispuestas en serie.

Si las Lagunas de Maduración dispuestas en serie no presentan las mismas dimensiones, el cálculo del rendimiento de abatimiento de organismos patógenos debe hacerse de forma individualizada, laguna por laguna.

7.3.3 Producción de lodos

De acuerdo con *Von Sperling (2016)*, la generación de lodos en los distintos tipos de Lagunas de Estabilización y las características de los mismos, se muestran en la Tabla 7.19.

Tabla 7.19. Generación de lodos en Lagunas de Estabilización y características de los mismos.

	Lagunas Anaerobias	Lagunas Facultativas Primarias	Lagunas Facultativas Secundarias	Lagunas de Maduración
Rango de acumulación de lodos (m ³ /hab/año)	0,02 - 0,10	0,03 - 0,09	0,03 - 0,05	-
Concentración de los lodos (% ST)	> 10	> 10	> 10	-
Relación SV/SM (%)	< 50	< 50	< 50	-
Coliformes en los lodos (NMP/g ST)	10 ² - 10 ⁴	10 ² - 10 ⁴	10 ² - 10 ⁴	10 ² - 10 ⁴
Huevos de helmintos en los lodos (huevos/g ST)	10 - 10 ³	10 - 10 ³	10 - 10 ³	10 - 10 ³

Cuando se procede a la extracción de los lodos acumulados en las lagunas mediante bombeo, la concentración de los mismos puede disminuir al 5-7% (Von Sperling, 2016).

7.3.4 Consumo de energía eléctrica

El consumo de energía eléctrica en las Lagunas de Estabilización viene totalmente condicionado por la necesidad, o no, de bombear las aguas residuales a tratar. Si estas aguas pueden llegar a la PTAR, y pasar de una laguna a otra por gravedad, no se requiere de ningún consumo para el correcto funcionamiento de la instalación de tratamiento.

7.3.5 Dimensionamiento

7.3.5.1 Eliminación de la materia carbonada

Lagunas Anaerobias

Los principales parámetros para el dimensionamiento de las Lagunas Anaerobias, para la eliminación de la materia carbonada son:

- Carga volumétrica
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)
- Profundidad de la lámina de agua
- Geometría (relación largo/ancho)

La *carga volumétrica* viene dada por la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot C_a}{V}$$

Donde:

C_v : carga volumétrica (g DBO₅/m³/d)

Q : caudal de aguas residuales a tratar (m³/d)

C_a : concentración de DBO₅ de las aguas afluentes a la laguna (g DBO₅/m³)

V : volumen útil de la Laguna Anaerobia (m³)

La *carga volumétrica* es función de la temperatura de operación. De acuerdo con la temperatura media del aire en mes más frío, las carga volumétricas máximas permisible en las Lagunas Anaerobias se determinan haciendo uso de la Tabla 7.20 (Mara, 1997).

Tabla 7.20. Carga volumétrica en Lagunas Anaerobias en función de la temperatura del aire.

Temperatura (°C)	Carga volumétrica (g DBO ₅ /m ³ /d)
< 10	100
10 - 20	20T - 100
20 - 25	10 T + 100
> 25	350

El *tiempo de retención hidráulica (TRH)* viene dado por la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)

Los valores del *tiempo de retención hidráulica* se basan en el tiempo de reproducción de las bacterias anaerobias y, para las distintas zonas ecológicas contempladas en la guía, los valores mínimos que se recomiendan son los siguientes: Altiplano: 3 días, Valles: 2 días y Llanos: 1,5 días.

La *profundidad de la lámina de agua* recomendada en este tipo de lagunas es de 3-5 m y la *relación largo/ancho* oscila de 1 a 3.

Lagunas Facultativas

Los principales parámetros para el dimensionamiento de las Lagunas Facultativas son:

- Carga superficial
- Profundidad
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)
- Geometría (relación longitud/ancho)

La *carga superficial* aplicable a las Lagunas Facultativas viene dada por la expresión:

$$\lambda_s = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

λ_s : carga superficial (kg DBO₅/ha/d)

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m³/d)

C_a : concentración de DBO₅ de las aguas afluentes a Laguna Facultativa (kg DBO₅/m³)

S: superficie de lámina de agua de la Laguna Facultativa (hectáreas)

De acuerdo con Mara (1997), la máxima carga superficial (kg DBO₅/ha/d) con la que pueden trabajar las Lagunas Facultativas, en función de la temperatura del aire con la que operan, viene dada por la expresión:

$$\lambda_s = 350 \cdot (1,107 - 0,002T)^{T-25}$$

Donde:

T: temperatura del aire (°C). Se toma la temperatura media del aire en el mes más frío del año.

La Tabla 7.21 muestra los valores de λ_s , de acuerdo con la fórmula anterior, en el rango de ≤ 8 °C a ≥ 25 °C

Tabla 7.21. Carga superficial en lagunas facultativas en función de la temperatura¹.

T ^a (°C)	λ _s (kg DBO ₅ /ha/d)	T ^a (°C)	λ _s (kg DBO ₅ /ha/d)
≤ 8	80	17	199
9	89	18	217
10	100	19	235
11	112	20	253
12	124	21	272
13	137	22	291
14	152	23	311
15	167	24	331
16	183	≥ 25	350 ²

¹ El empleo de estos valores es tan solo para una estimación inicial de la carga superficial. Si existen experiencias locales, u otras evidencias que sugieren adoptar valores diferentes, deberán tenerse en cuenta.

² Se recomienda limitar la carga superficial a un valor máximo de 350 kg DBO₅/ha/d.

En lo referente a la *profundidad útil* en este tipo de lagunas, el rango habitual es de 1,5 -2,0 m.

El *tiempo de retención hidráulica (TRH)* viene dado por la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)

V: volumen útil de la Laguna Facultativa (m³)

Q: caudal de aguas a tratar (m³/d)

El TRH requerido para la oxidación de la materia orgánica varía con las condiciones locales, especialmente con la temperatura. Para las distintas zonas ecológicas contempladas en la guía, los TRH que se recomiendan en las Lagunas Facultativas son los siguientes: Altiplano: ≥ 20 días, Valles: ≥ 15 días y Llanos: ≥ 10 días.

Por último, en lo referente a la *geometría*, para este tipo de lagunas, en el caso de las Lagunas Facultativas Primarias se recomiendan relaciones largo/ancho de entre 2 y 4, (EPA, 1983; Abdel-Razik, 1991), con el fin de no sobrecargar la zona de alimentación. Para las Lagunas Facultativas Secundarias esta relación es más flexible.

Lagunas de Maduración

El dimensionamiento de las Lagunas de Maduración viene condicionado por el nivel de abatimiento de organismos patógenos, al objeto de conseguir las concentraciones permitidas por la normativa de vertidos.

Los principales parámetros para el dimensionamiento de las Lagunas de Maduración son:

- Concentración objetivo de organismos patógenos en el efluente final
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)
- Carga superficial
- Profundidad
- Geometría (relación largo/ancho)

La *concentración objetivo de organismos patógenos en el efluente final* dependerá de lo que se indique en la normativa de vertidos (o de reúso en su caso). En el caso de Bolivia, la concentración de coliformes fecales en los efluentes depurados debe ser ≤ 1.000 NMP/100 mL.

El *tiempo de retención hidráulica* viene dado por la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)

La OMS (*WHO, 1987*) recomienda un TRH mínimo de 5 días en el caso de que se haga uso de una única Laguna de Maduración y, en el caso de recurrirse al empleo de varias lagunas dispuestas en serie, el tiempo en cada una de ellas será al menos de 3 días.

La *profundidad útil* habitual en este tipo de lagunas es de 0,8-1,2 m, si bien, se tienen experiencias positivas en la zona boliviana de los Llanos operando con profundidades útiles de hasta 1,5 m.

La *carga superficial* aplicable a las Lagunas de Maduración viene dada por la expresión:

$$\lambda_s = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

λ_s : carga superficial (kg DBO₅/ha/d)

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m³/d)

C_a : concentración de DBO₅ de las aguas afluentes a las Lagunas de Maduración (kg DBO₅/m³)

S: superficie de lámina de agua de las Lagunas de Maduración (hectáreas)

En lo referente a la geometría, en las Lagunas de Maduración se trabaja con relaciones largo/ancho que van desde 1 hasta 5, en el caso de lagunas dispuestas en serie, y que son superiores a 10 en el caso de operar con lagunas tabicadas.

Para el caso de las lagunas tabicadas el cálculo de la relación longitud/ancho (L/A) se determina haciendo uso de las siguientes expresiones, en el caso de que los tabiques se dispongan paralelamente a la ancho, o paralelamente a la longitud, respectivamente (Von Sperling y Chernicharo, 2005):

$$L/A = \frac{A}{L} (n+1)^2$$

$$L/A = \frac{L}{A} (n+1)^2$$

Siendo:

n: número de divisiones internas en las lagunas (adimensional).

7.3.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

En las Lagunas Facultativas y de Maduración los principales mecanismos de eliminación de nitrógeno son (Soares, 1995):

- Stripping de las formas amoniacaes.
- Asimilación del amonio y del nitrato por las microalgas.
- Nitrificación-desnitrificación.
- Sedimentación del nitrógeno orgánico en forma particulada.

De estos mecanismos, el stripping de las formas amoniacaes a la atmósfera es el que juega un papel más importante, siendo el pH el factor predominante en este proceso.

El pH depende, a su vez, de la profundidad de las lagunas, del tiempo de retención y de la alcalinidad de las aguas residuales a tratar. Siendo mayor el pH cuanto menor sea la profundidad (la actividad fotosintética, que eleva el pH, es mayor en lagunas someras), mayor el tiempo de retención y menor la alcalinidad (von Sperling et al., 2009).

La eliminación por stripping del amonio comienza a ser factible a partir de valores de pH de 8. A pH 9,5 aproximadamente el 50% del amonio se encuentra en forma de NH_4^+ y el otro 50% en forma de NH_3 , que escapa a la atmósfera. Por encima de un valor del pH de 11 en las lagunas, prácticamente todo el amonio se encuentra en forma de NH_3 (von Sperling y Chernicharo, 2005).

En condiciones climáticas favorables, la superficie necesaria para alcanzar en los efluentes de las lagunas concentraciones de nitrógeno amoniacal inferiores a 5 mg/L es de unos 2-3 m²/habitantes, en lagunas con una profundidad de 0,5 m, subiendo a 3-4 m²/habitante cuando esta profundidad alcanza un metro. Para profundidades superiores, la pérdida de nitrógeno amoniacal es pequeña (von Sperling et al., 2009).

Estos fenómenos de stripping se dan más intensamente en las Lagunas de Maduración, como consecuencia de su menor profundidad, lo que facilita los procesos fotosintéticos en casi toda columna de agua. En este tipo de lagunas

dispuestas en serie se pueden alcanzar eliminaciones de las formas amoniacaes del 70-80% (*von Sperling y Chernicharo, 2005*).

Los procesos fotosintéticos que tienen lugar en las Lagunas Facultativas y de Maduración contribuyen a que el pH del contenido de las mismas se incrementa, al secuestrar dióxido de carbono, elevándose por encima de 9 unidades, lo que favorece el stripping del amoníaco. A la vez, estos procesos fotosintéticos contribuyen al consumo directo del NH_3 por parte de la población algal.

En lo referente a la asimilación del nitrógeno por parte de las microalgas que escapan en los efluentes tratados en Lagunas de Estabilización, esta tan sólo alcanza el 10-20%.

Finalmente, los procesos de nitrificación/desnitrificación se dan simultáneamente, pero la nitrificación no es significativa.

Para la determinación de la eliminación de nitrógeno total en Lagunas de Estabilización se cuenta con formulaciones propuestas por diversos autores (*WPCF, 1990; Crites y Tchobanoglous, 2000*).

7.3.5.3 Eliminación del fósforo

Los principales mecanismos para la eliminación del fósforo en las Lagunas Facultativas y de Maduración son la precipitación como fosfatos y la asimilación por las propias microalgas. Esta última puede estimarse en un 10% (*von Sperling y Chernicharo, 2005*).

Al igual que ocurre con la eliminación del nitrógeno, la eliminación de fósforo depende también del pH, aunque sólo comienza a ser significativa a partir de valores de pH superiores a 9 (*von Sperling et al., 2009*). Si bien, no son esperables eliminaciones sustanciales de fósforo, cuanto menores sean la alcalinidad y la profundidad de las Lagunas de Maduración y mayor el TRH, la eliminación de fósforo aumentará.

Dada la escasa eliminación de fósforo en las Lagunas de Estabilización, si por las características de la masa de agua en la que vierta la PTAR se requiere que los efluentes tratados presenten bajas concentraciones de este nutriente, se hace necesaria la adición de reactivos químicos para su precipitación (*Crites y Tchobanoglous, 2000*). (ver Capítulo 8).

Se han obtenido concentraciones de fósforo en los efluentes tratados mediante Lagunas de Estabilización inferiores a 1 mg/L, mediante la adición de cloruro férrico o sulfato de alúmina (*Reed et al., 1995*).

Para la aplicación de los reactivos químicos necesarios para lograr la precipitación de las formas fosforadas se precisa una cámara de mezcla, que suele ubicarse entre las dos últimas lagunas.

Se recomienda la realización de pruebas de jarras para determinar las dosificaciones necesarias de reactivos para cada situación concreta.

7.3.5.4 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un sistema de tratamiento mediante Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración.

Lagunas Anaerobias

1.- Determinación del volumen útil de las lagunas

Seleccionada la carga volumétrica (C_v) en función de la temperatura de operación y haciendo uso de la Tabla 7.20, el volumen útil de las Lagunas Anaerobias viene dado por:

$$V = \frac{Q \cdot C_a}{C_v}$$

El TRH correspondiente a ese volumen útil se determina haciendo uso de la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Si el volumen útil de las Lagunas Anaerobias, determinado en función de la carga volumétrica, no satisficiese los requisitos establecidos de TRH para la zona ecológica en que se ubiquen, se determinará un nuevo volumen útil de acuerdo con la expresión:

$$V_f = Q \cdot TRH_f$$

Donde:

V_f : volumen útil final determinado en función del TRH mínimo fijado para la zona ecológica en cuestión.

TRH_f : tiempo de retención hidráulico mínimo fijado para la zona ecológica en cuestión.

El volumen útil, que finalmente se adopte para las Lagunas Anaerobias, se incrementará en un 33%, para tener en cuenta la progresiva acumulación de lodos en el fondo de las mismas.

2.- Determinación de la superficie de la lámina de agua y de las dimensiones largo/ancho

Una vez determinado el volumen de las lagunas, fijada la profundidad útil agua, y teniendo en cuenta la inclinación de los taludes interiores, se determina la superficie de la lámina de agua. Finalmente, de acuerdo a la relación largo/ancho adoptada, se determinan estas dimensiones.

Lagunas Facultativas

3.- Determinación de la superficie de la lámina de agua de las lagunas

Fijada la carga superficial con la que operarán las Lagunas Facultativas, haciendo uso de la Tabla 7.21, la superficie de la lámina de agua de estas lagunas se determina mediante la expresión:

$$S = \frac{Q \cdot C_a}{\lambda_s}$$

4.- Determinación del volumen útil de las lagunas

Determinada la superficie de lámina de agua de las Lagunas Facultativas, fijada su profundidad útil, y teniendo en cuenta la inclinación de sus taludes interiores, se procede a determinar el volumen útil de estas lagunas.

Si el volumen útil calculado de las Lagunas Facultativas, determinado en función de la carga superficial, no satisficiese los requisitos de TRH establecidos para

la zona ecológica en cuestión, se determinará un nuevo volumen de acuerdo con la expresión:

$$V_f = Q \cdot TRH_f$$

Donde:

V_f : volumen útil determinado en función del TRH mínimo fijado para la zona ecológica en cuestión (m^3)

TRH_f : tiempo de retención hidráulica mínimo fijado para la zona ecológica (d)

5.- Determinación de la superficie definitiva de la lámina de agua de las lagunas y de su relación largo/ancho

A partir de este nuevo volumen, teniendo en consideración la profundidad útil adoptada y la inclinación de los taludes interiores, se calcula la nueva superficie de la lámina de agua y, a partir de esta, y en consonancia con la relación largo/ancho establecida, se determinan estas dimensiones.

Lagunas de Maduración

6.- Determinación del volumen útil de las lagunas

Fijado el TRH con el que operarán, el volumen útil de las Lagunas de Maduración se determina de acuerdo con la expresión:

$$V = Q \cdot TRH$$

7.- Determinación de la superficie útil de las lagunas

A partir del volumen útil, teniendo en consideración la profundidad útil adoptada y la inclinación de los taludes interiores, se calcula la superficie de la lámina de agua de las Lagunas de Maduración.

8.- Determinación de la carga superficial con la que operarán las lagunas

Para la superficie obtenida debe determinarse la carga superficial con la que operan estas lagunas, haciendo uso de la expresión:

$$\lambda_s = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Una vez determinada la carga superficial con la que operarán las Lagunas de Maduración, debe comprobarse que esta carga no supera el 75% de la carga superficial teórica a la que debería trabajar la etapa facultativa (Mara, 1998). En el caso de que las Lagunas de Maduración no se ubiquen detrás de otra laguna, o de otro proceso de tratamiento primario como podría ser el caso de un Filtro Percolador, o un RAFA, cuyos efluentes se tratasen en Lagunas de Maduración, la carga superficial máxima a considerar sería el 75% de la carga superficial teórica de una Laguna Facultativa en las condiciones de temperatura existentes.

9.- Determinación de la superficie definitiva de la lámina de agua de las lagunas

De no cumplirse este requisito de carga superficial, se recalcula una nueva superficie de lámina de agua y, a partir de esta, y teniendo en cuenta las pendientes de los taludes interiores, se determina el volumen definitivo de las Lagunas de Maduración.

También debe comprobarse que la concentración de coliformes fecales en los efluentes finales es inferior al establecido en la normativa de vertido, en caso contrario, deberán incrementarse las dimensiones de las lagunas.

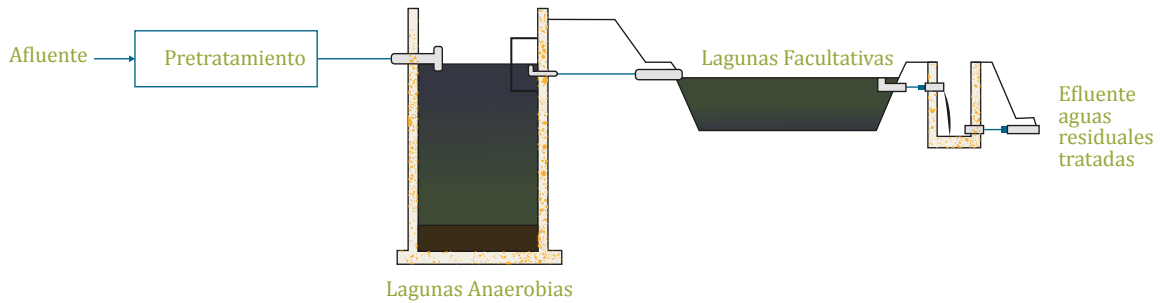
10.- Determinación de la relación largo/ancho de las lagunas

Finalmente, a partir de la superficie definitiva de la lámina de agua, y en consonancia con la relación largo/ancho establecida, se obtiene el largo y ancho de estas lagunas.

7.3.6 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.2.1, la línea de tratamiento propuesta para el caso de las Lagunas de Estabilización, en base a la cual se desarrollan los dimensionamientos básicos, es la siguiente:

Figura 7.49. Línea de tratamiento propuesta para las Lagunas de Estabilización.



7.3.6.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

Los rendimientos que se pueden obtener con la línea de tratamiento propuesta se muestran en la tabla 7.22 adjunta (MARN, 2016; MARM, 2010).

Tabla 7.22. Rendimientos de la línea de tratamiento.

Parámetro	Lagunas Anaerobias	Rendimientos totales ¹
Sólidos en Suspensión (%)	50 - 60	70 - 80
DBO ₅ (%)	40 - 50	75 - 85
DQO (%)	40 - 50	70 - 80
N _T (%)	-	20 - 30
P _T (%)	-	10 - 15
CF (u. log)	-	2 - 3

¹Rendimientos en muestras sin filtrar.

Influencia de la climatología y de la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de las Lagunas de Estabilización, disminuyendo los rendimientos de eliminación de contaminantes conforme desciende este parámetro. En el caso de las Lagunas Anaerobias es aconsejable implantar esta

tecnología con temperaturas del agua a tratar, en los momentos más fríos del año, por encima de los 15 °C (*von Sperling y Chernicharo, 2005*).

Además de influir en los procesos biológicos, la temperatura también afecta al grado de mezcla del contenido de las lagunas, apareciendo en las más profundas, termoclinas en determinados momentos del año. Para tener en cuenta la influencia de la temperatura en los métodos de dimensionamiento de los diferentes tipos de laguna, se trabaja con las temperaturas medias del agua/aire en el mes más frío de año, en el lugar en que se ubiquen las lagunas.

La radiación solar presenta una notable influencia sobre la actividad fotosintética de las microalgas y, por ende, en las concentraciones de oxígeno disuelto en las Lagunas Facultativas y de Maduración, así como sobre la eliminación de los organismos patógenos, en su longitud de onda ultravioleta. Localidades con alta radiación solar y baja nubosidad son altamente favorables para la construcción de esta línea de tratamiento.

El viento contribuye también a la oxigenación de las Lagunas Facultativas, a través de procesos de reaireación superficial, si bien, en mucha menor medida que la actividad fotosintética. También es importante su concurso en los procesos de mezcla de este tipo de lagunas. Por todo ello, es necesario llevar a cabo un estudio de los vientos dominantes en la etapa de diseño de este tipo de tratamiento.

Por último, la evaporación y la precipitación de la zona también inciden en el comportamiento de las lagunas. La primera incrementando la salinidad de los efluentes tratados (lo que repercute negativamente en sus posibilidades de reúso), y la segunda puede provocar, en determinadas condiciones, fenómenos de "vuelco" de la columna líquida, al enfriar de forma repentina el agua de la zona superficial de las lagunas.

Al presentar estos factores climatológicos valores diferentes en las distintas zonas ecológicas que se contemplan en la guía, el comportamiento, en estas zonas, de las Lagunas de Estabilización será diferente.

Por último, en lo referente a la influencia de la altitud en el comportamiento de las Lagunas de Estabilización, en la actualidad no se cuenta con la información suficiente y contrastada para poder evaluar esta influencia.

Adaptación a la zona ecológica

Teniendo en cuenta la influencia decisiva que tiene la temperatura en el comportamiento de las Lagunas de Estabilización, la zona de los Llanos es la que presenta mejores condiciones para su emplazamiento. De hecho, tal como se recoge en el Capítulo 5, esta zona acoge el 56% del total de las instalaciones de Lagunas de Estabilización existentes es el país.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Dados los elevados tiempos de retención con los que trabajan las Lagunas de Estabilización, especialmente las Facultativas, esta línea de tratamiento presenta una gran capacidad para afrontar las variaciones de caudal y carga que se dan las aguas residuales urbanas.

Igualmente, la línea se adapta bien a cargas hidráulicas y orgánicas superiores a las consideradas en el diseño, pero siempre y cuando estas cargas sean de carácter puntual y no permanente.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

Tan sólo se ha considerado la producción de lodos en las Lagunas Anaerobias. Para ello, se ha partido de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se ha asumido: un rendimiento de eliminación de estos sólidos en las lagunas del 55%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 80% (por los elevados tiempo de permanencia de los lodos en estas lagunas) y que los lodos presentan una concentración final del 7%

Con todo ello, se ha confeccionado la Tabla 7.23, que muestra la generación de lodos en la línea de tratamiento (en L/hab/d y g m.s./hab.d), para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de la población servida.

Tabla 7.23. Generación de lodos en la línea de tratamiento¹.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	g m.s./hab/d	5,5	7,0	7,9	9,2	9,7	11,0
	%	7	7	7	7	7	7
	L/hab/d	0,08	0,10	0,11	0,13	0,14	0,16
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	7,7	9,2	9,7	10,3	10,8	12,1
	%	7	7	7	7	7	7
	L/hab/d	0,11	0,13	0,14	0,15	0,15	0,17

¹Tan sólo se ha considerado la producción de lodos en las Lagunas Anaerobias.

La frecuencia de extracción de lodos en las Lagunas Anaerobias es del orden de unos 7 años.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento de esta línea de tratamiento se limitan a: inspecciones rutinarias, limpieza de las etapas del pretratamiento, retirada de flotantes en las lagunas, toma de muestras para el control del proceso, extracción periódica de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas y mantenimiento de la obra civil (MOPT, 1991). Estas actuaciones carecen de complejidad, por lo que no requieren operarios cualificados.

La única labor compleja es la retirada periódica de lodos acumulados en el fondo de las lagunas, para la que se precisa un equipamiento específico.

Impactos medioambientales

El principal impacto ambiental negativo asociado a esta línea de tratamiento se relaciona con la posible generación de malos olores, especialmente en las Lagunas Anaerobias. Olores que tienen su origen fundamentalmente en la reducción, vía anaerobia, de los compuestos azufrados (principalmente sulfatos) presentes en las aguas residuales a tratar, dando lugar a sulfuro de hidrógeno, mercaptanos, etc.

Si la concentración de sulfatos en el agua residual es inferior a 300 mg/L, la generación de malos olores se minimiza y, además, si las Lagunas Anaerobias operan con valores de pH próximos a la neutralidad, la mayor parte del sulfuro de hidrógeno se encontrará como ión bisulfuro (HS^-), que es inodoro (von Sperling y Chernicharo, 2005).

La generación de gases de efecto invernadero, principalmente CH_4 , en las Lagunas Anaerobias, es otro impacto negativo de esta línea de tratamiento. Impacto que se puede minimizar, procediendo a la cobertura de estas lagunas, para la captación del biogás generado y su posterior quema en una antorcha. Estequiométricamente, la generación de metano se eleva a 350 L/kg DQO eliminado, medidos en condiciones normales de presión y temperatura.

Una deficiente impermeabilización del vaso de las lagunas (especialmente de las anaerobias) puede provocar una importante contaminación 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, retirando periódica los flotantes y eliminando de la vegetación que crece en los bordes de las lagunas.

Por lo demás, una línea de tratamiento basada en Lagunas de Estabilización, correctamente diseñada y operada, ejerce impactos ambientales positivos, posibilitando la creación de hábitats adecuados para la vida de determinadas especies animales, especialmente las avícolas.

Influencia de las características del terreno

Como consecuencia de los elevados requisitos de superficie que se requieren para el emplazamiento de esta línea de tratamiento, las características del terreno disponible juegan un importante papel a la hora de su selección.

Dado que las lagunas se suelen construir por excavación en el terreno y que precisan la impermeabilización de su confinamiento, los terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con un nivel freático bajo, son los que reúnen las mejores condiciones para la acogida de esta línea de tratamiento.

Adicionalmente, el poder disponer de terrenos con pendientes moderadas, facilita el discurrir de las aguas por las distintas lagunas que componen la línea de tratamiento sin necesidad de recurrir a bombeos, con el consiguiente ahorro en los costos de operación y mantenimiento de la PTAR.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con lo expuesto anteriormente para el dimensionamiento de esta línea de tratamiento, así como con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- **Pretratamiento:** por debajo de los 20.000 habitantes es de limpieza manual y consta de una reja de desbaste de 3 cm de paso y de un desarenador estático. Por encima de esta población, se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 1 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas y las grasas.

- **Lagunas Anaerobias:**
 - Se han dimensionado con tiempos de retención hidráulica de 3, 2 y 1,5 días, en el Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente.
 - Su profundidad útil es de 4,5 m.
 - Se deja un resguardo de seguridad de 0,5 m en lagunas menores de 1 ha y de 1,0 m en las mayores.
 - Las lagunas con un volumen útil inferior a 1.800 m³ se construyen en hormigón y presentan paredes verticales, las lagunas mayores se construyen por excavación en el terreno y presentan taludes interiores de 1/2 (vertical/horizontal).
 - La relación largo/ancho es de 2/1.

- **Lagunas Facultativas:**
 - Se han dimensionado con tiempos de retención hidráulica de 20, 15 y 10 días, en el Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente.
 - Su profundidad útil es de 1,8 m.

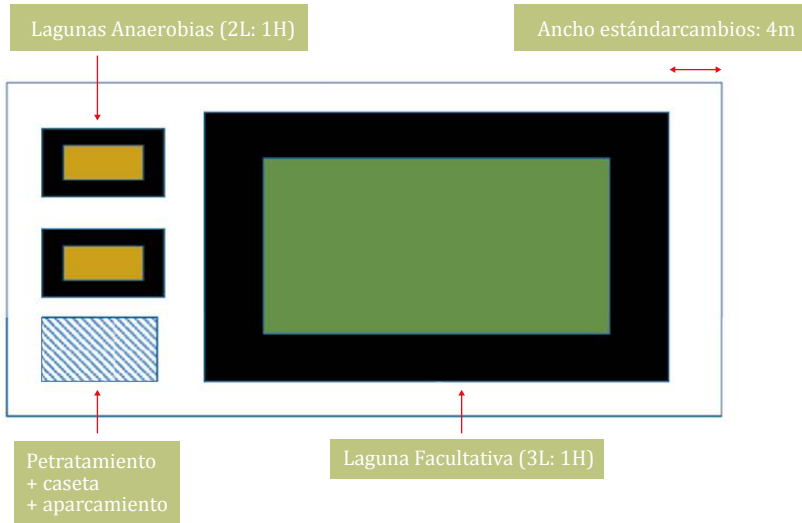
- Se deja un resguardo de seguridad de 0,5 m en lagunas menores de 1 ha y de 1,0 m en las mayores.
- Los taludes interiores presentan pendientes interiores de 1/2 (vertical/horizontal).
- La relación largo/ancho es de 3/1.
- En lo referente al número de lagunas adoptadas en función del tamaño de la población servida y de la zona ecológica, esta información se presenta en la Tabla 7.24.

Tabla 7.24. Número de líneas adoptadas en función de la zona ecológica y la población servida.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	Lagunas Anaerobias	1	1	1	1	2	3
	Lagunas Facultativas	1	1	1	1	1	2
Valles	Lagunas Anaerobias	1	1	1	1	1	2
	Lagunas Facultativas	1	1	1	1	1	2
Llanos	Lagunas Anaerobias	1	1	1	1	1	1
	Lagunas Facultativas	1	1	1	1	1	1

- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, que se establece en el Capítulo 11 de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

7.50. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las diferentes zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$) y carga tratada ($m^2/kg DBO_5/d$). Estas estimaciones se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.51. Requisitos de superficie por habitante servido

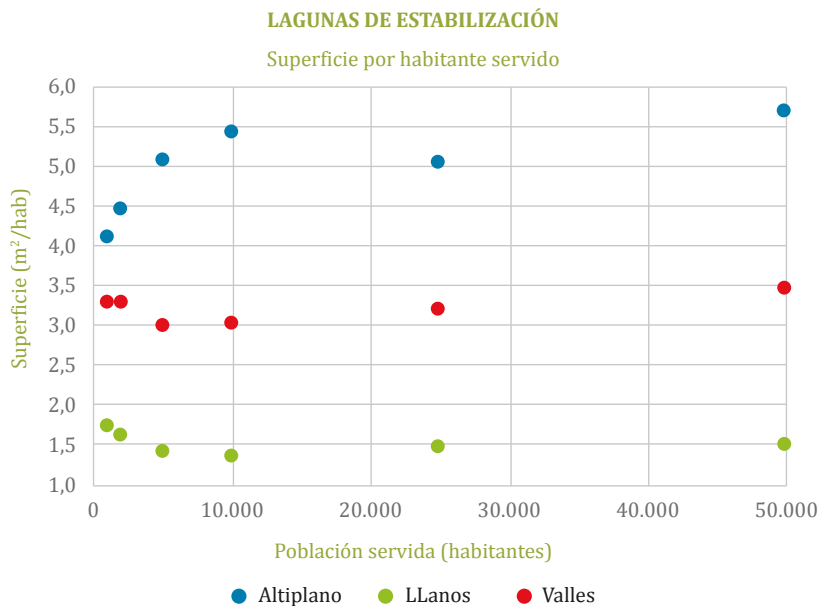


Figura 7.52. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

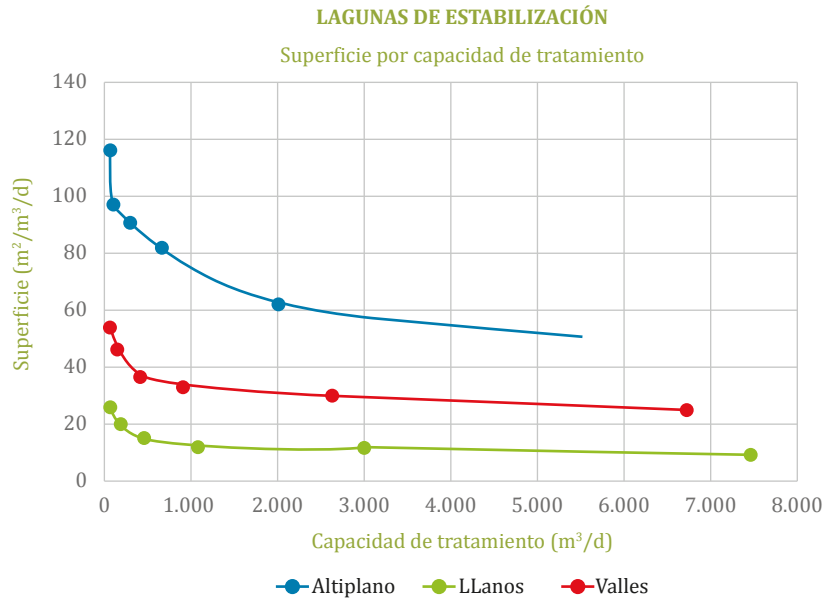
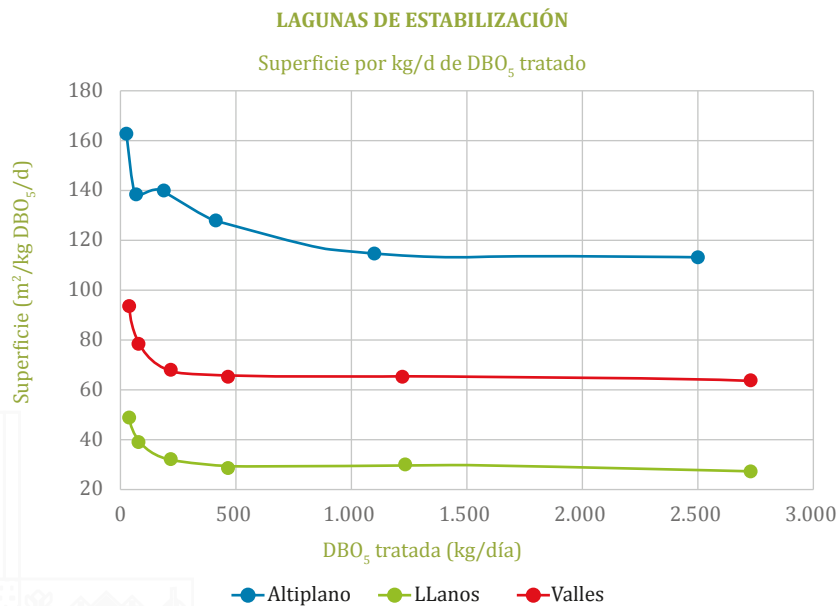


Figura 7.53. Requisitos de superficie por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



Como se observa en la figura 7.51, las curvas que se obtienen no siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie disminuyan con el tamaño de la población tratada. Ello tiene su origen en la disparidad de los valores de las dotaciones (L/hab/d) y de las cargas unitarias (g DBO₅/hab/d), que se dan en las diferentes zonas

ecológicas (especialmente en el Altiplano) y para los tamaños de población considerados (ver Tablas 5.2 y 5.3).

Cuando se representan los requisitos de superficie en función de la capacidad de tratamiento de la PTAR (m^2m^3/d) (Figura 7.52), o de la carga tratada (m^2/kg DBO_5/d) en la PTAR (Figura 7.53), se obtienen curvas con formas más acorde a lo que es habitual, especialmente en el primero de los casos.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.51 se han desglosado en la Tabla 7.25 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, representan las láminas de agua de las etapas anaerobia y facultativa.

Tabla 7.25. Porcentajes de superficie ocupada por las láminas de agua de las etapas anaerobia y facultativa, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por las láminas de agua de las lagunas Anaerobias/Facultativas					
Altiplano	2/46	2/54	4/54	4/58	4/66	4/66
Valles	2/42	2/51	3/58	3/61	4/60	4/62
Llanos	2/32	3/41	3/50	4/56	6/54	5/59

Se observa, que en el Altiplano la superficie ocupada por la lámina de agua de la etapa facultativa es la que representa un mayor porcentaje sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento. Este porcentaje decae (en general) en los Valles y, especialmente, en los Llanos.

Estimación de los costos de construcción

De acuerdo con lo expuesto anteriormente para el dimensionamiento de esta línea de tratamiento y con las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta que para la impermeabilización de las lagunas se recurre en empleo de láminas de PEAD de 1 mm de espesor, se han confeccionado las curvas siguientes que representan, para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de población considerados, los costos de construcción

de la línea de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), volumen tratado de aguas residuales (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d).

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Figura 7.54. Costos de construcción por habitante servido.

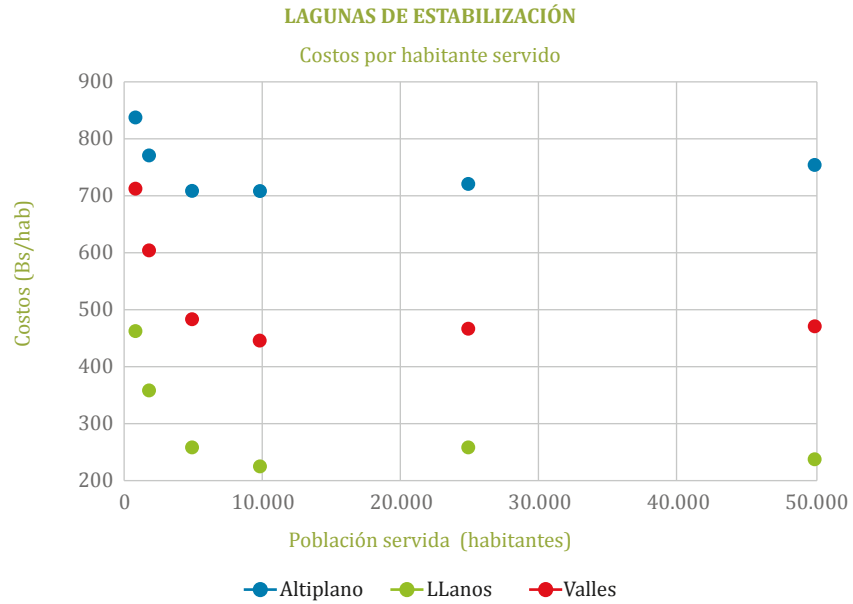


Figura 7.55. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

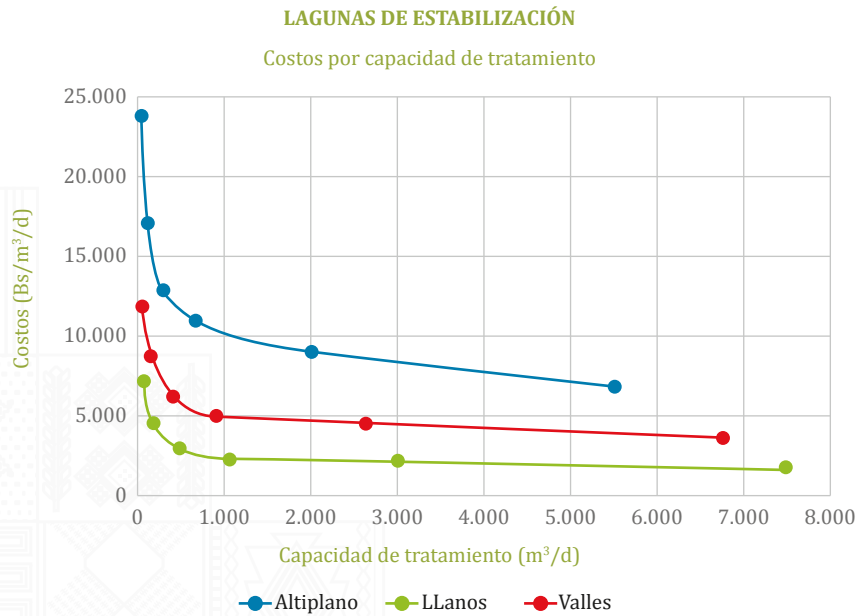
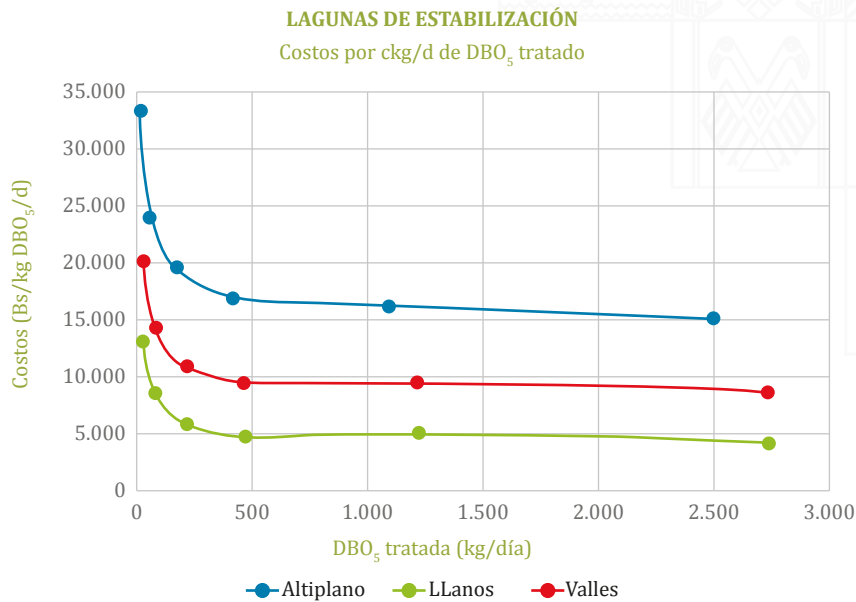


Figura 7.56. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Las distorsiones que se observan en los costos por habitante servido, especialmente en el Altiplano, tienen la misma explicación que en el caso de las superficies.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.54, se han desglosado en la Tabla 7.26 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: movimiento de tierras, caminos perimetrales, impermeabilización, cerramiento y pretratamiento.

Tabla 7.26. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Movimiento de tierras	22	30	37	43	44	48
Caminos perimetrales	16	14	11	8	6	5
Impermeabilización de las lagunas	9	11	15	17	17	18
Cerramiento	23	19	14	10	6	4
Pretratamiento	10	6	3	1	8	4
Valles						
Movimiento de tierras	19	27	35	41	41	45
Caminos perimetrales	17	15	12	10	6	6
Impermeabilización de las lagunas	8	10	13	15	16	17
Cerramiento	24	21	16	12	8	5
Pretratamiento	12	7	4	2	10	7
Llanos						
Movimiento de tierras	12	19	28	35	32	39
Caminos perimetrales	17	17	15	13	8	6
Impermeabilización de las lagunas	5	7	10	12	12	14
Cerramiento	27	24	20	16	10	7
Pretratamiento	19	12	7	4	19	13

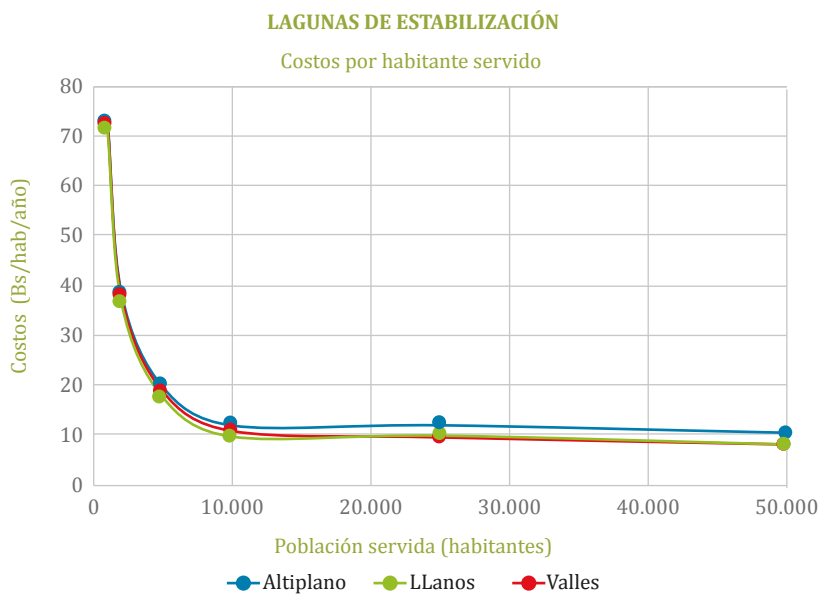
Se observa que:

- Los porcentajes de costos del movimiento de tierras y de la impermeabilización de las lagunas se incrementan al incrementarse el tamaño de la población servida.
- Los porcentajes de costos de los caminos perimetrales y del cerramiento disminuyen al incrementarse el tamaño de la población servida.
- Los porcentajes costos del pretratamiento disminuyen de 2.000 a 10.000 habitantes, para incrementarse de nuevo a partir de los 25.000 habitantes. Esto tiene su justificación en el hecho de que por debajo de los 20.000 se recurre a pretratamientos de limpieza manual y, por encima de esta población, se emplean pretratamientos de limpieza mecanizada.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.57. Costos de operación y mantenimiento por habitantes servidos.



Como se observa, al representar los costos de operación y mantenimiento en función de los habitantes servidos para las distintas zonas ecológicas, no se obtienen las distorsiones que aparecen el caso de los requisitos de superficie y de los costos de construcción y, además, se obtienen costos muy similares.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura, se han desglosado en la Tabla 7.27 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de las labores de operación y mantenimiento, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Tabla 7.27. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal	73,8	69,9	54,8	45,9	33,9	29,9
Energía	-	-	-	-	11,6	11,0
Mantenimiento y operación	9,8	13,9	21,1	32,0	43,0	45,6
Transporte y evacuación de residuos y subproductos	0,4	1,0	2,3	4,3	4,5	5,9
Control analítico	16,0	15,2	21,8	17,8	7,1	7,7
Valles						
Personal	74,3	71,2	57,9	51,3	37,6	34,3
Energía	-	-	-	-	12,8	12,6
Mantenimiento y operación	9,0	12,0	16,2	23,5	36,2	37,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos	0,6	1,4	2,9	5,4	5,6	7,4
Control analítico	16,1	15,4	23,0	19,9	7,9	8,9
Llanos						
Personal	75,6	73,6	61,6	57,2	41,5	39,2
Energía	-	-	-	-	14,2	14,4
Mantenimiento y operación	7,4	9,0	10,9	14,7	29,5	28,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos	0,6	1,4	3,1	6,0	6,2	8,4
Control analítico	16,4	16,0	24,4	22,2	8,7	10,1

Se observa que a medida que crece la población servida, disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal, mientras, que por el contrario, se incrementan los porcentajes de costos relacionados con el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

Los costos de la energía por encima de los 10.000 habitantes, se corresponden con los consumos eléctricos de los pretratamientos mecanizados, que se implantan por a partir de los 20.000 habitantes

7.3.7 Características constructivas

Si bien la línea de tratamiento propuesta carece de Lagunas de Maduración, se ha considerado de interés describir también las características constructivas de este tipo de lagunas. Todas las recomendaciones que se muestran en lo relativo a la excavación e impermeabilización de las lagunas, son de aplicación en el resto de las líneas de tratamiento, que requieran de estas actividades.

El confinamiento

- Como paso previo a la construcción del confinamiento de las lagunas debe determinarse la máxima altura del nivel freático (en tiempo de lluvias) y deben medirse las siguientes propiedades del terreno: 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.
- Los taludes interiores de las lagunas serán de 1/2 a 1/3 (vertical/horizontal).
- Los taludes exteriores de las lagunas serán de 1/1,5 a 1/2 (vertical/horizontal).
- La profundidad de la lámina de agua en las diferentes lagunas será de:
 - Lagunas Anaerobias: 3,0-5,0 m
 - Lagunas Facultativas: 1,5-2,0 m
 - Lagunas de Maduración: 0,8-1,2 m. Si bien, se tienen experiencias positivas en la zona boliviana de los Llanos operando con profundidades útiles de hasta 1,5 m.
- Las relaciones largo/ancho en las diferentes lagunas será de:
 - Lagunas Anaerobias: entre 1 y 3.
 - Lagunas Facultativas: entre 2 y 4 en las Primarias, en las Lagunas Facultativas Secundarias hay una mayor flexibilidad.

- Lagunas de Maduración: entre 1 y 5 para las lagunas dispuestas en serie y de más de 10 para las lagunas tabicadas.
- Se deben evitar las lagunas alargadas en exceso, dado que ello provoca sobrecargas en la zona de entrada.
- En las lagunas con una superficie de lámina de agua inferior a una hectárea se dejará un resguardo de seguridad de 0,5 m. En las lagunas mayores a esta superficie este resguardo será de 1,0 m.
- La tierra que se emplee para la construcción de los diques debe compactarse en capas de 150-200 mm al 90% de la densidad seca máxima, determinada por el ensayo del Próctor modificado.
- Durante la compactación se produce una reducción del 10-30% del volumen de las tierras, por lo que la excavación estimada debe tener esto en cuenta. Después de la compactación, el terreno debe tener un coeficiente de permeabilidad, determinado "in situ" $<10^{-7}$ m/s.
- Si el terreno donde se van a ubicar las lagunas presenta una baja permeabilidad, para su impermeabilización bastará con proceder a compactarlo, en caso contrario será necesario proceder a su impermeabilización, recurriendo al empleo de arcillas o bentonitas (que se irán compactando por capas, en capas de unos 10 cm de espesor), o utilizando láminas plásticas, recomendándose espesores no inferiores a 1 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/cm², o que se extienda una capa de arena.
- En la impermeabilización del confinamiento 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.
- Cuando se empleen láminas plásticas para la impermeabilización de las lagunas, debe dejarse implantado bajo la misma una red de drenaje, que permita recoger el agua de las posibles fugas, al objeto de evitar abombamientos de la lámina plástica como consecuencia de los gases generados en la descomposición anaerobia de las aguas de estas fugas.

- En aquellos casos en los que se logre la impermeabilización de las lagunas exclusivamente por compactación, los taludes interiores en contacto con el agua deben protegerse de las olas, de la erosión y del crecimiento de la vegetación, que favorece el desarrollo de mosquitos. El tipo de protección más común consiste en el empleo de piedras de 15-20 cm de tamaño, losas de hormigón ligeramente reforzadas con espesores de 7-13 cm y losas de hormigón o mortero reforzado. Esta protección debe extenderse, al menos, 0,4 m por encima y por debajo del nivel del agua en las lagunas. En el resto de los taludes, para protegerlos de la erosión, puede disponerse piedra machacada.
- En el caso de terrenos inclinados, se debe prestar atención a la orientación en la que se disponen las lagunas, al objeto de evitar que las primeras lagunas hagan sombra a las que las siguen.
- Para la correcta orientación de las lagunas deben analizarse los vientos dominantes en la zona, para evitar que se creen caminos preferenciales en el discurrir de las aguas que contienen. Aunque no existe un consenso total sobre este tema, prevalece la opinión de que es preferible que los vientos dominantes soplen en la dirección salida-entrada de las lagunas.
- Se deben evitar las formas geométricas de las lagunas que favorezcan la aparición de zonas muertas y de caminos preferentes.
- En lo referente a la distribución de las lagunas: si son varias las Lagunas Facultativas, estas deben ir en paralelo, no en serie, al objeto de repartir la carga a tratar, no sobrecargando la zona de entrada. Por el contrario, en el caso de las Lagunas de Maduración, estas deben ir en serie para favorecer el modelo de flujo pistón, que es más eficiente en la eliminación de patógenos.
- La coronación de las lagunas debe presentar un ancho que permita la circulación del personal y de vehículos, debiendo estar compactada adecuadamente para evitar su deterioro debido al tránsito. El ancho mínimo de la coronación será de 1,5 m, siendo lo habitual trabajar con 2-4 m.
- Si la extracción de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas va a efectuarse en seco, debe dejarse preparada una rampa en el talud, que permita la entrada y salida de maquinaria al interior de las lagunas.

- En el movimiento de tierras se debe intentar equilibrar las excavaciones con los rellenos.
- Debe evitarse la existencia de árboles próximos a las lagunas y de cualquier impedimento que dificulte la aireación natural de las mismas por acción del viento.
- A la entrada y salida de las lagunas que integren la planta de tratamiento se debe contar con puntos que permitan la toma de muestras y la medición de caudales.
- 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. En el caso de implantar lagunas anaerobias se recomienda una distancia mínima a zonas habitadas de 500 m (*von Sperling y Chernicharo, 2005*). A este respecto, la Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas (*VAPSB, 2011*), recoge que *"para minimizar los impactos ambientales en las poblaciones circunvecinas, las lagunas facultativas se recomiendan estar instaladas a una distancia de 500-1.000 m respecto a los centros poblados. En el caso de lagunas anaeróbicas las distancias deberán ser mayores .*
- Por motivos de seguridad las lagunas deben estar valladas y señalizadas y disponer de flotadores y cuerdas, dispuestas sobre los taludes interiores, en su perímetro.

Los elementos de entrada y salida

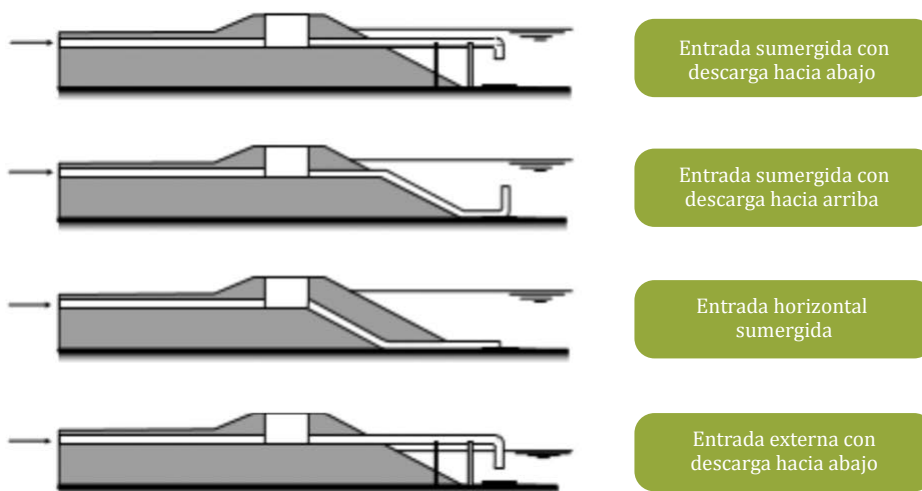
- Las aguas antes de su entrada en la primera de las lagunas, debe someterse a una etapa de pretratamiento, integrada, al menos, por una etapa de desbaste y una de desarenado.
- Tras el pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales afluentes.

Dispositivos de entrada a las lagunas

- Los dispositivos de entrada a las lagunas deberán:

- Garantizar una homogeneización del líquido contenido en los confinamientos, evitando la aparición de zonas muertas y cortocircuitos, que repercuten negativamente en los rendimientos de las Lagunas de Estabilización.
- Encontrarse sumergidos por debajo de la lámina de agua de las lagunas para evitar el desprendimiento de malos olores, sobre todo en el caso de las Lagunas Anaerobias.
- Evitar la erosión de los taludes y del fondo de las lagunas (para evitar esto último, se dispone una losa de hormigón debajo de la tubería de alimentación).
- Solo las lagunas de pequeño tamaño contarán con un único punto de alimentación. El resto, contarán con varias entradas, distantes unas de otras un máximo de 50 m.
- Los puntos de alimentación a las lagunas y de evacuación de efluentes se ubicarán los más lejanos posible, evitando caminos preferenciales.
- La Figura 7.58 muestra distintas configuraciones de los dispositivos de entrada a las lagunas (*Jordao y Pessoa, 1995*). En el caso de las tuberías de alimentación dispuestas en el fondo de las lagunas, estas pueden sufrir problemas de obstrucciones como consecuencia de sedimentaciones, por lo que no se aconsejan.

Figura 7.58. Dispositivos de entrada a las lagunas.



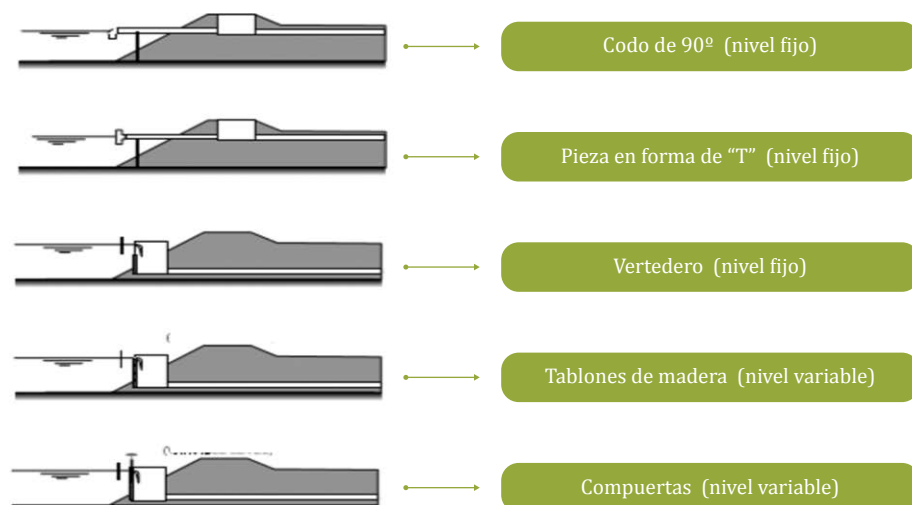
- Deben preverse by-pass que permitan realizar las operaciones de retirada de lodos, sin que sea necesario parar toda la línea de tratamiento.

Dispositivos de salida de las lagunas

- En el diseño de los dispositivos de salida de las lagunas deben tenerse en consideración los siguientes aspectos (*Jordao y Pessoa, 1995; Mara et al., 1992*):
 - Las salidas de las lagunas no deben disponerse alineadas con las entradas para evitar cortocircuitos.
 - Los dispositivos de salida pueden mantener fijo, o variable, el nivel de la lámina de agua en las lagunas. Los dispositivos de nivel variable son los más recomendados, al permitir una mayor flexibilidad de operación.
 - Las salidas deben contar con baffles, para evitar el paso de flotantes de una laguna a otra. Se aconseja que las profundidades de estos baffles, por debajo de la lámina de agua, sean de: 30 cm en el caso de las Lagunas Anaerobias; 60 cm en el caso de las Lagunas Facultativas y de 5 cm para las Lagunas de Maduración.

La Figura 7.59 muestra diferentes tipos de dispositivos de salida de las aguas tratadas en las lagunas.

Figura 7.59. Dispositivos de salida de las lagunas.



- El acceso a la zona de salida de las lagunas debe facilitar las operaciones de tomas de muestras, mediciones de caudal y permitir modificaciones en el nivel de salida de los efluentes, en su caso.
- En las estructuras de salida deben implantarse sistemas de evacuación que permitan el vaciado completo del contenido de las lagunas.

7.3.8 Operación y mantenimiento

Si bien la línea de tratamiento propuesta carece de Lagunas de Maduración, se ha considerado de interés describir también las labores de operación y mantenimiento de este tipo de lagunas.

- Las labores de operación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento ya se han detallado en el apartado 6.3.5.
- La observación diaria (visual y olfativa) de las lagunas permite determinar, de forma aproximada, pero eficaz, si operan o no correctamente. En las Lagunas Anaerobias una coloración en superficie gris-negrizca y la presencia de abundante burbujeo son reflejo de un buen funcionamiento. Por el contrario, la aparición en las mismas de microalgas, o de tonalidades rosáceas, son síntomas de que se está alimentando a las lagunas con una carga inferior a la de diseño.
- 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 una carga superior a la de diseño, o una elevada cantidad de sulfatos. Otro síntoma del buen funcionamiento de estos dos tipos de lagunas es la ausencia de olores desagradables
- Quincenalmente en las instalaciones de menor tamaño (menos de 5.000 habitantes) y semanalmente en las mayores, se procederá a la retirada de los flotantes que aparezcan en la superficie de las lagunas. Para ello, se hará uso de un recoge hojas de piscina y se aprovecharán los momentos en que los vientos reinantes acumulen estos flotantes en los bordes. Los flotantes retirados se recogerán en un contenedor de residuos, para su posterior envío a relleno sanitario. Si bien esta operación es necesaria en Lagunas Facultativas y de Maduración, pues la existencia de flotantes hará que sea menor la eficiencia del proceso

de tratamiento, al dificultar la penetración de la luz solar en la masa de agua, en el caso de las Lagunas Anaerobias no es tan crítica la presencia de flotantes, e incluso puede ser positiva para el proceso en los climas más frío, al amortiguar la pérdida de calor de su contenido.

- Con periodicidad anual se procederá a determinar el espesor de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas ubicadas en cabecera del tratamiento. Para ello se hará uso de 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. La determinación del nivel de lodos deberá hacerse en varios puntos de cada laguna (al menos entrada y salida), al objeto de poder obtener un valor medio. De acuerdo con *von Sperling (2016)* la frecuencia aproximada con la que debe procederse a la extracción de los lodos acumulados en el fondo de los diferentes tipos de lagunas, es la siguiente:

Tabla 7.28. Frecuencia para la extracción de los lodos acumulados en las diferentes lagunas.

Tipo de lagunas	Frecuencia de extracción de lodos (años)
Anaerobias	≤ 7
Facultativas Primarias	≥ 15
Facultativas Secundarias	≥ 15
de Maduración	≥ 20

- La extracción de los lodos acumulados en las lagunas puede efectuarse tanto en seco, como en húmedo (Figura 7.60). En el primero de los casos es preciso dejar fuera de operación la laguna, extraer la fracción líquida y dejar que se sequen los lodos, antes de su extracción haciendo uso de maquinaria. Para la extracción de los lodos en húmedo se hace uso de un equipo de bombeo, dispuesto en una estructura flotante, que se va desplazando por la superficie de la laguna. Esta segunda modalidad no requiere dejar fuera de operación la laguna, que puede seguir funcionando mientras se extraen los lodos acumulados en su fondo. En este caso la extracción de lodos puede hacerse cuando el nivel de lodos alcance un tercio de la lámina de agua, o extrayendo una cantidad anualmente.

Figura 7.60. Extracción en seco y húmedo de lodos acumulados en lagunas.



- Las labores de mantenimiento incluyen también: la limpieza de las arquetas de entrada y salida de las lagunas; la reparación, relleno y compactación de las hendiduras que puedan aparecer en los taludes de tierra; la reparación de las roturas que aparezcan en las láminas plásticas de impermeabilización; la eliminación de la vegetación en las zonas de los taludes próximas al nivel de agua (como medida preventiva contra la proliferación de mosquitos), mediante el uso de herbicidas o manualmente; el control del buen estado del cerramiento y el control de roedores que puedan dañar los taludes y la impermeabilización de las lagunas.

7.3.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Lagunas de Estabilización, cabe destacar las siguientes:

- 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 electromecánicas al carecer de equipos electromecánicos.
- Mantenimiento sencillo, 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 lodos, experimentando estos una alta mineralización a consecuencia de los elevados tiempos de retención en las lagunas anaerobias, lo que facilita 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 4-5 unidades logarítmicas.
- Buena integración medioambiental si se operan correctamente.

Entre los inconvenientes deben destacarse:

- Elevados requisitos de terreno para su construcción.
- Su construcción 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 diseñan y operan correctamente.
- Posible proliferación de mosquitos.
- Pérdidas de agua por evaporación y aumento de la salinidad en los efluentes tratados.
- Elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales, como consecuencia de la proliferación de las microalgas.
- La extracción de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas es compleja.
- Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones en caso de que la impermeabilización del sistema no sea la adecuada.
- En las Lagunas Anaerobias (salvo que se cubran) se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.

Referencias bibliográficas

Abdel-Razik (1991). Dynamic modeling of facultative waste stabilization ponds. PhD Thesis. Imperial College.

Arceivala (1981). Wastewater treatment and disposal. Marcel Dekker, New York.

Crites y Tchobanoglous (2000). Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. ISBN: 958-41-0041-6. McGraw-Hill.

EPA (1983). Design manual. Municipal wastewater stabilization ponds. United States Environmental Protection Agency.

Jordao y Pessoa (1995). Tratamento de esgotos domésticos. ABES, 3ª ed.

Mara, D. (1976). Sewage Treatment in Hot Climates. John Wiley&Sons. Londres.

Mara, D. (1997). Design manual for waste stabilization ponds in India. Lagoon Technology International Ltd. Leeds.

Mara, D., Pearson H. (1998). Design Manual for Waste Stabilization Ponds in Mediterranean Countries. Lagoon Technology International, Leeds (England).

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0.

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).

Reed, S., Crites, S., Middlebrooks, E. (1995). Natural Systems for Waste Management and Treatment. 2nd Edition. McGraw-Hill, New York.

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.

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.).

Soares, J., Silva, S.A., Oliveira, R., Araújo, A.L.C., Mara, D.D., Pearson, H.W. (1995). Ammonia removal in pilot-scale WSP complex in Northeast Brazil. In:3rd IAWQ International Specialist Conference. Waste stabilization ponds: technology and applications. Joao Pessoa, PA, Marzo 1995.

VAPSB (2011). Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas.

von Sperling, M. (1999). Performance evaluation and mathematical modeling of coliform die-off in tropical and subtropical waste stabilization ponds. *Water Research*, 33 (6). Pp. 1435-1488.

von Sperling, M., Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1 843339 002 7. Published by IWA Publishing. London, UK.

von Sperling, M. (2016). Sistemas de Lagunaje. Curso Iberoamericano sobre Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras. Madrid, septiembre 2016.

von Sperling, M., Coraucci, B., Olinto, I., Passos, R. (2009). Remoção de Nutrientes em Sistemas Naturais. Capítulo 9 de: *Nutrientes de esgoto sanitário: utilização e remoção* .

WPCF (1990). Natural systems for wastewater treatment. Manual of Practice FD-16. Water Pollution Control Federation. Alexandria.

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, Alexandria.

7.4 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

7.4.1 Fundamentos

Los Humedales Artificiales son sistemas de tratamiento de las aguas residuales que reproducen los mecanismos de eliminación de las sustancias contaminantes que se dan en las zonas húmedas naturales.

Las principales diferencias con los humedales naturales estriban en que:

- El confinamiento de los Humedales Artificiales se construye con medios mecánicos y posteriormente se impermeabiliza para evitar infiltraciones al subsuelo.
- Para el enraizamiento de las plantas se emplean sustratos diferentes al terreno original.
- Se seleccionan los tipos de plantas que van a colonizar los humedales.

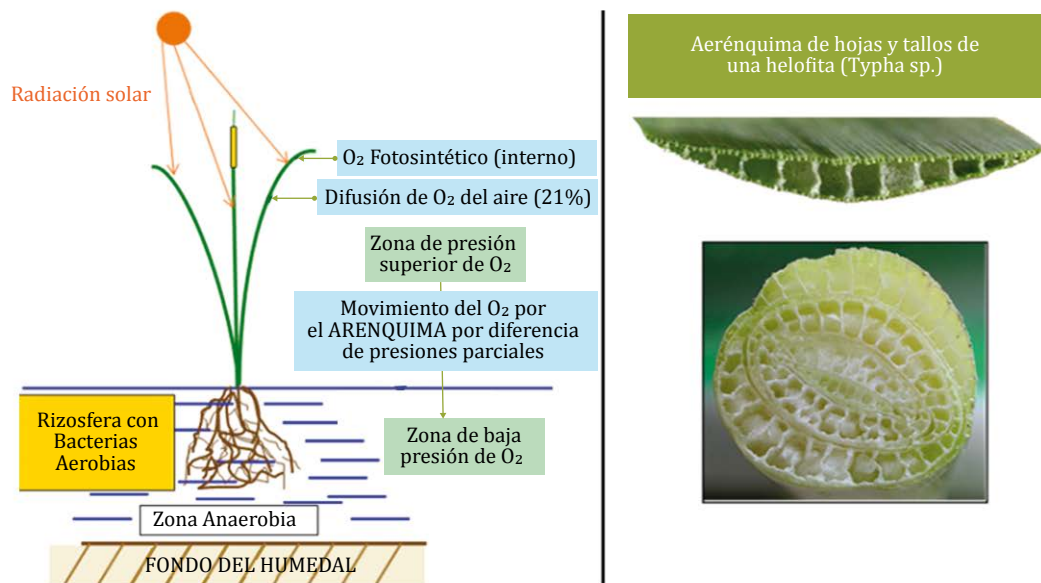
En este tipo de tratamiento la depuración de las aguas residuales tiene lugar al hacerlas pasar por zonas húmedas artificiales en las que se dan, conjuntamente, procesos de carácter físico, químico y biológico. Se puede definir, por tanto, la tecnología de Humedales Artificiales como un ecosistema complejo, en el que participan (*Vymazal, 2008; Kadlec et al., 2009*):

- El agua residual a tratar, que se desplaza a través del sustrato filtrante y de la vegetación implantada.
- El medio filtrante, que sirve de soporte a la zona radicular de la vegetación y sobre el que se fija la población bacteriana (en forma de biopelícula), que participa en la mayoría de los procesos por los que se eliminan los contaminantes presentes en las aguas a tratar.
- Las plantas emergentes acuáticas (helófitas), que proporcionan superficie para la formación de la biopelícula, provocan la filtración y adsorción de los constituyentes del agua residual y contribuyen a la oxigenación del medio filtrante y a la eliminación de nutrientes. Asimismo, la vegetación permite una buena integración paisajística de estos sistemas de tratamiento.

La vegetación que se implanta en los Humedales Artificiales es la misma que se encuentra en las zonas húmedas naturales, plantas acuáticas emergentes (totoras, juncos, carrizos, aneas, etc.), que se desarrollan arraigadas al suelo, en aguas poco profundas y que presentan tallos y hojas que sobresalen de la superficie del agua hasta 2-3 m.

Este tipo de plantas toleran bien las condiciones de escasez de oxígeno que se dan en los suelos encharcados, al disponer de canales internos o zonas de aireación (aerénquima), que facilitan la difusión del oxígeno atmosférico, desde las partes aéreas de las plantas hasta su zona radicular (Figura 7.61) (Fernández, 2014). Además, presentan una elevada productividad (50-70 toneladas de materia seca/ha/año) (Martín, 1989).

Figura 7.61. Mecanismo de aporte de oxígeno a la zona radicular de las helófitas.



En función de que las aguas que circulan por este tipo de humedales lo hagan por encima del medio filtrante, o a través de este, se distingue entre Humedales Artificiales de Flujo Superficial (o de Flujo Libre) y de Flujo Subsuperficial, respectivamente.

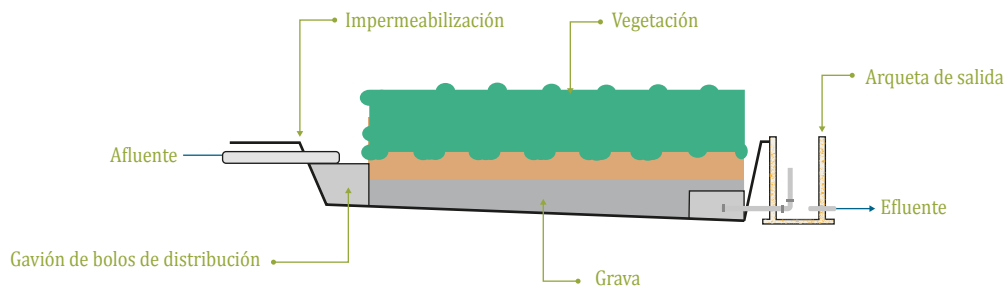
En este capítulo se abordan los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, mientras que los de Flujo Superficial, que tienen su aplicación principal como tratamiento terciario, se tratan en detalle en el Capítulo 9 de la presente guía.

En los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, las aguas residuales objeto de tratamiento discurren subterráneamente a través del medio filtrante (grava, gravilla), por lo que no son visibles, lo que evita la aparición de malos olores y de insectos y el contacto con las personas, a la vez que proporciona al sistema de tratamiento, en los momentos fríos del año, cierta protección térmica.

De acuerdo con la dirección con la que circulan las aguas a tratar a través del medio filtrante, dentro de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, se distingue entre Humedales de Flujo Horizontal y de Flujo Vertical.

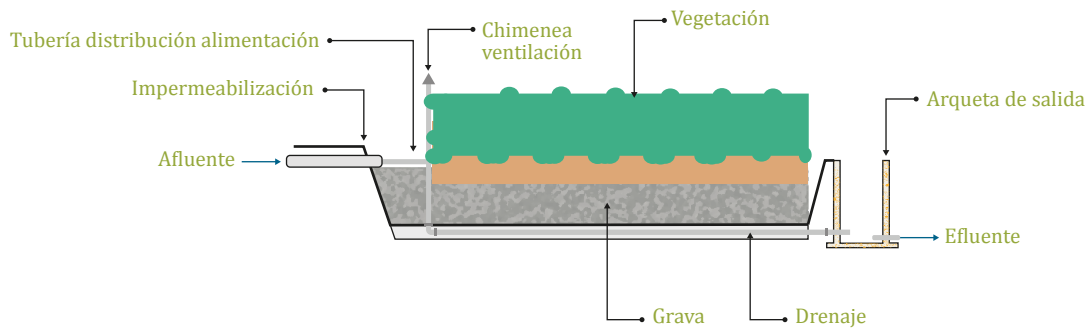
En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal (Figura 7.62), las aguas atraviesan horizontalmente un medio filtrante, de gravilla-grava, de unos 0,6 m de espesor. A la salida de este tipo de humedales, una tubería flexible permite regular el nivel de encharcamiento dentro de humedal, que se suele mantener unos 5 cm por debajo de la superficie del medio filtrante, con lo que se impide que las aguas sean visibles.

Figura 7.62. Sección longitudinal de un Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal.



En los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical (Figura 7.63) las aguas circulan en sentido descendente a través del medio filtrante, que presenta un espesor del orden de 1 m. En el fondo de estos humedales se dispone una red de drenaje, que permite la recogida de las aguas tratadas hacia la zona de evacuación. Esta red, en la zona de entrada a los humedales, se conecta a unas tuberías, que ascienden en vertical, sobresaliendo del medio filtrante, y que tienen por objetivo incrementar su oxigenación por ventilación natural (Brix, 2004).

Figura 7.63. Sección longitudinal de un Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical.



La alimentación de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical debe efectuarse de forma intermitente, para lo que se recurre al empleo de bombes (comandados por temporizadores o boyas de nivel) o, cuando la topografía lo permite, al uso de sifones de descarga controlada. Esta intermitencia en la alimentación al humedal permite una oxigenación del sustrato filtrante más intensa que la que conlleva el aporte de oxígeno por parte de las raíces y rizomas de la vegetación emergente implantada en el humedal.

El grado de inundación (temporal o permanente) del sustrato filtrante, confiere propiedades muy diferentes a los Humedales de Flujo Horizontal y Vertical, afectando, principalmente, a la transferencia de oxígeno 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., 2004*), mientras que en los Humedales 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 (del orden de 5 días), los de Flujo Vertical lo hacen con tiempos de tan sólo unas horas.

Figura 7.64. Humedal de Flujo Horizontal en la PTAR de Verdú (Lérida, España) y Humedal de Flujo Vertical en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes-CENTA (Sevilla-España).



Dado que cuando se necesita tratar las aguas residuales generadas en grandes poblaciones se requiere la construcción de un elevado número de Humedales Artificiales, lo que dificulta el correcto reparto de las aguas a tratar entre todos ellos, a la vez que se encarece su construcción, operación y mantenimiento, se aconseja la aplicación de esta tecnología de tratamiento por debajo de los 500 m³/d de aguas residuales.

7.4.2 Rendimientos

La Tabla 7.29 muestra los rendimientos que se obtienen con la aplicación de Humedales Artificiales, tanto de Flujo Horizontal, como Vertical.

Tabla 7.29. Rendimientos de los Humedales Artificiales Subsuperficiales.

	Humedales Artificiales de Flujo Horizontal y Vertical ¹
Sólidos en Suspensión (%)	80 - 85
DBO ₅ (%)	85 - 90
DQO (%)	75 - 80
N _T (%)	20 - 35
P _T (%)	20 - 30
CF (u. log)	1 - 2

¹Los rendimientos en los Humedales Artificiales vienen referidos a los efluentes del tratamiento primario.

7.4.3 Producción de lodos

En los propios Humedales Artificiales no se generan lodos, pero sí en los tratamientos primarios que los preceden. Las cantidades generadas de estos lodos se recogen en la Tabla 6.12, en el caso de recurrir a Tanques Sépticos como tratamiento primario, y en la Tabla 6.15, si se emplean Tanques Imhoff.

7.4.4 Consumo de energía eléctrica

Si las aguas residuales a tratar llegan a la PTAR por gravedad, los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal pueden operar sin ningún consumo de energía eléctrica.

En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Vertical, la necesidad de alimentarlos de forma intermitente, obliga a bombear las aguas a tratar (con un consumo medio de unos $0,02 \text{ kWh/m}^3$), salvo que se disponga de un desnivel del orden de 1 m, que permitiría llevar a cabo esta intermitencia mediante el empleo de sifones de descarga controlada (ver apartado 7.4.7: Características constructivas), que operan sin consumo de energía.

7.4.5 Dimensionamiento

7.4.5.1 Eliminación de la materia carbonada

Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal

Para el dimensionamiento de este tipo de humedales deben definirse los siguientes parámetros:

- Tipo de material filtrante a emplear
- Profundidad de la lámina de agua en el interior del material filtrante
- Superficie necesaria de humedal
- Carga orgánica superficial
- Pendiente del fondo del humedal
- Relación largo/ancho del humedal

En los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal se recomienda el uso como *material filtrante* de gravas, de naturaleza silíceas y con un tamaño efectivo de unos 8 mm. Este tipo de gravas presenta una porosidad de 0,35 (expresada en tanto por uno).

En este tipo de humedales se suele trabajar con espesores del material filtrante de unos 60 cm. Teniendo en cuenta que el nivel del agua en el interior del humedal se mantiene 5 cm por debajo de la parte visible de este material, la *profundidad de la lámina de agua en el interior del material filtrante* es del orden de 55 cm.

Para la determinación de la *superficie necesaria de humedal* se suele hacer uso del método de *Reed et al. (1995)*, que parte de la base de considerar a los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal como reactores de flujo pistón, que siguen cinéticas de primer orden para la eliminación de los distintos contaminantes. De acuerdo con estas premisas, la superficie necesaria de humedal viene dada por la expresión:

$$S = \frac{Q \cdot \ln(C_a / C_e)}{K_T \cdot h \cdot \rho_s}$$

Donde:

S: superficie necesaria del humedal (m²)

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m³/d)

C_a: concentración de DBO₅ en la entrada al humedal (mg/L).

C_e: concentración de DBO₅ a la salida del humedal (mg/L). Viene determinada por la concentración deseada de salida.

K_T: constante de reacción (d⁻¹)

h: profundidad de la lámina de agua en el humedal (m)

ρ_s: porosidad del material filtrante (tanto por uno). Como se comentó con anterioridad, para el tipo de material filtrante que se recomienda para este tipo de humedales, la porosidad es de 0,35.

La constante de reacción K_T se determina mediante la expresión:

$$K_T = K_R \cdot \theta_R^{(T_W - T_R)}$$

Donde:

K_R : constante de reacción a la temperatura de referencia (d^{-1}). Para la eliminación de DBO_5 esta constante presenta un valor de 1,104.

θ_R : constante adimensional. Para la eliminación de DBO_5 presenta un valor de 1,06.

T_w : temperatura considerada en el dimensionamiento ($^{\circ}C$). Se emplea la temperatura media del agua en el mes más frío del año, en el lugar en el que se ubique el humedal.

T_R : temperatura de referencia ($^{\circ}C$) a la que se ha calculado θ_R , que suele ser a $20^{\circ}C$.

La temperatura del agua es la que rige el diferente comportamiento de este tipo de humedales en las diferentes zonas ecológicas consideradas.

La *carga orgánica superficial* con la que operan los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal se determina haciendo uso de la expresión:

$$C_{os} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_{os} : carga orgánica superficial ($g\ DBO_5/m^2/d$)

Q : caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)

C_a : concentración de DBO_5 en la entrada al humedal (g/m^3)

S : superficie del humedal (m^2)

Los valores recomendados de carga orgánica superficial proceden de datos experimentales y vienen condicionados por la temperatura de operación. La Tabla 7.30 muestra los valores que se proponen para las distintas zonas ecológicas consideradas en la guía, para conseguir los valores de DBO_5 en los efluentes depurados exigidos en el Anexo-2 del RMCH.

Tabla 7.30. Cargas orgánicas superficiales recomendadas en Humedales Artificiales de Flujo Horizontal para las diferentes zonas ecológicas.

Zona ecológica	Carga superficial (g DBO ₅ /m ² /d)
Altiplano	25 - 35
Valles	40 - 50
Llanos	65 - 75

La *pendiente del fondo* en este tipo de humedales suele ser del 1%

Por último, para determinar la *relación largo/ancho del humedal* se procede a su dimensionamiento hidráulico, para lo que se aplica la Ley de Darcy, que describe el régimen de flujo de un líquido en un medio poroso, mediante la expresión:

Donde:

$$Q_{máxd} = k_s \cdot A_s \cdot s$$

$Q_{máxd}$: caudal máximo diario (m³/d)

k_s : conductividad hidráulica del medio filtrante en una sección del humedal perpendicular al flujo (m/d). Para el tipo de material filtrante que se recomienda para este tipo de humedales, el valor medio de la conductividad hidráulica es del orden de 5.000 m/d. Dado que con el tiempo la conductividad hidráulica del medio filtrante irá disminuyendo (por el crecimiento de la biopelícula, la retención de materia particulada, etc.), se recomienda aplicar un factor de seguridad de 4-5. Es decir, se aplicará en el dimensionamiento el valor de la conductividad hidráulica, correspondiente al tamaño del material filtrante seleccionado, dividido por 4-5

A_s : sección transversal del humedal (m²)

s : pendiente del fondo del humedal (m/m), que para un valor habitual de 1% (de la zona de entrada a la de salida del humedal), se corresponde con un valor de 0,01

Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical

Para el dimensionamiento de este tipo de humedales deben definirse los siguientes parámetros:

- Carga orgánica superficial
- Relación largo/ancho del humedal

La *carga orgánica superficial* con la que operan los Humedales Artificiales de Flujo Vertical se determina haciendo uso de la expresión:

$$C_{os} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_{os} : carga orgánica superficial (g DBO₅/m²/d)

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m³/d)

C_a : concentración de DBO₅ en la entrada al humedal (g/m³).

S: superficie del humedal (m²)

Los valores recomendados de carga orgánica superficial se han obtenido a partir de las cargas recomendadas para los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal en las diferentes zonas ecológicas (Tabla 7.30), y teniendo en cuenta la relación típica entre las superficies necesarias de los Humedales de Flujo Horizontal y Vertical, para tratar la misma carga orgánica. La Tabla 7.31 muestra los valores que se proponen de carga orgánica superficial para los Humedales Artificiales de Flujo Vertical, operando en las distintas zonas ecológicas consideradas en la guía, para conseguir los valores de DBO₅ en los efluentes depurados exigidos en el Anexo-2 del RMCH.

Tabla 7.31. Cargas orgánicas superficiales recomendadas en Humedales Artificiales de Flujo Vertical para las diferentes zonas ecológicas.

Zona ecológica	Carga superficial (g DBO ₅ /m ² /d)
Altiplano	45 - 55
Valles	70 - 80
Llanos	110 - 120

En lo referente a la *relación largo/ancho*, en el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Vertical se suele recurrir al empleo de formas geométricas cuadradas/rectangulares, con relaciones largo/ancho de 1/1 a 2/1.

7.4.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

Los rendimientos que se alcanzan de eliminación de nitrógeno en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial son del orden del 20-35%. Si por las características del medio receptor fuese preciso alcanzar rendimientos más elevados, esto puede lograrse mediante la combinación de procesos de nitrificación y de desnitrificación.

Nitrificación

En los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, si se precisa como objetivo la nitrificación de las formas amoniacales presentes en las aguas residuales sujetas a tratamiento, es necesario recurrir al emplazamiento de Humedales de Flujo Vertical, dado que al operar con el material filtrante sin encharcar, permite que se alcancen las concentraciones de oxígeno disuelto que se precisan para que las reacciones de nitrificación tengan lugar.

La Tabla 7.32 muestra los valores de carga orgánica superficial que se proponen para la nitrificación en las distintas zonas ecológicas consideradas en la guía (*elaboración propia basada en datos experimentales*).

Tabla 7.32. Cargas orgánicas superficiales recomendadas para la nitrificación en Humedales Artificiales de Flujo Vertical para las diferentes zonas ecológicas.

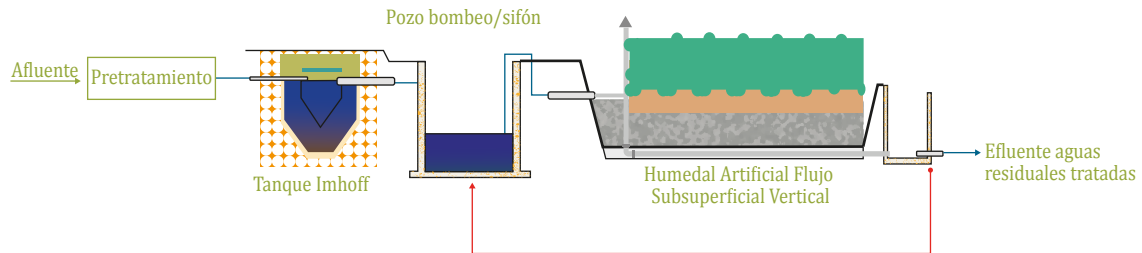
Zona ecológica	Carga superficial (g DBO ₅ /m ² /d)
Altiplano	20 - 30
Valles	30 - 40
Llanos	40 - 50

Desnitrificación

Una vez alcanzada la nitrificación, para la eliminación de N se precisa su combinación con procesos de desnitrificación. Para ello, puede recurrirse a la recirculación de los efluentes tratados en Humedales de Flujo Vertical, para su mezcla con las aguas de salida del tratamiento primario (Figura 7.65). Ello garantiza la

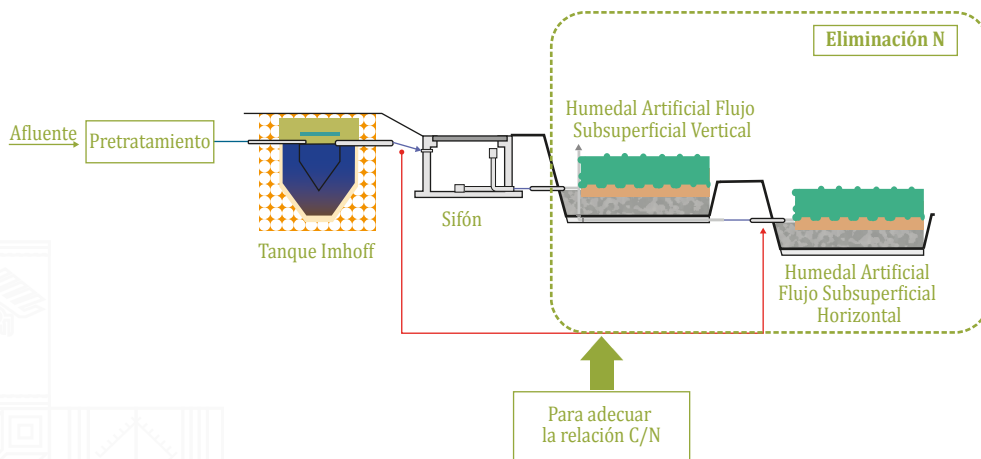
presencia de la fuente de carbono asimilable que se necesita en los procesos de desnitrificación.

Figura 7.65. Diagrama de flujo para la eliminación de nitrógeno en Humedales de Flujo Vertical.



Otra posible opción, se basa en la disposición en serie de Humedales de Flujo Vertical y Horizontal (Figura 7.66), con lo que se logran procesos de nitrificación en los primeros y de desnitrificación en los segundos.

Figura 7.66. Esquema para la eliminación de nitrógeno combinando modalidades de Humedales Artificiales.



En esta opción, puede que la concentración de carbono a la salida de los Humedales de Flujo Vertical no sea suficiente para asegurar los procesos de desnitrificación en los de Flujo Horizontal. Para solventarlo, se puede recurrir a derivar una pequeña porción, del orden del 10%, de la corriente de salida del tratamiento primario hacia la alimentación a los Humedales de Flujo Horizontal.

Para determinar la superficie necesaria del Humedal de Flujo Horizontal, que se emplea como etapa de desnitrificación, se hace uso de la misma expresión expuesta con anterioridad:

Pero en este caso:

S: superficie necesaria del humedal para desnitrificar (m²)

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m³/d)

C_a: concentración de nitratos en la entrada al humedal (mg N-NO₃⁻/L)

$$S = \frac{Q \cdot \ln(C_a / C_e)}{K_T \cdot h \cdot \rho_s}$$

C_e: concentración deseada de nitratos a la salida del humedal (mg N-NO₃⁻/L)

K_T: constante de reacción (d⁻¹).

h: profundidad de la lámina de agua en el humedal (m)

ρ_s: porosidad del material filtrante (tanto por uno).

La constante de reacción K_T se determina mediante la expresión:

$$K_T = K_R \cdot \theta_R^{(T_w - T_R)}$$

Donde:

K_R: constante de reacción a la temperatura de referencia (d⁻¹). Para la eliminación de nitrógeno esta constante presenta un valor de 1,0

Θ_R: constante adimensional, con un valor de 1,15 para la eliminación de nitrógeno

T_w: temperatura del agua considerada en el diseño (°C). Se emplea la temperatura media del agua en el mes más frío del año, en el lugar en el que se ubique el humedal

T_R: temperatura de referencia (°C). a la que se ha calculado Θ_R, que suele ser 20 °C.

La combinación de modalidades de Humedales de Flujo Vertical y Horizontal permite alcanzar eliminaciones de N_T del 60-70%.

7.4.5.3 Eliminación del fósforo

El porcentaje de reducción de la concentración de fósforo en Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial no es muy elevado, alcanzado un valor medio del 20-35%. Por los que, si se precisan rendimientos superiores se recomienda la aplicación de tratamientos fisicoquímicos, recurriendo a la adición de sales de hierro o de aluminio (ver Capítulo 8), a la salida de los humedales.

Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

Generalmente, los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial presentan inicialmente, tras su puesta en operación, elevados rendimientos de eliminación de fósforo, pero estos rendimientos van decayendo con el tiempo, al disminuir la capacidad de adsorción del material filtrante.

7.4.5.4 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento del tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante el uso de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, tanto Horizontales, como Verticales.

Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal

1.- Determinación de la superficie necesaria de humedal

La superficie necesaria de humedal se determina empleando la expresión:

$$S = \frac{Q \cdot \ln(C_a / C_e)}{K_T \cdot h \cdot \rho_s}$$

Para la determinación de la constante de reacción (K_T), los valores a emplear de K_R y de Θ_R , son 1,104 y 1,06, respectivamente. Mientras que h y ρ_s presentan valores habituales de 0,55 m y 0,35, respectivamente.

2.- Determinación de la carga orgánica superficial

La carga orgánica superficial con la que opera un Humedal Artificial de Flujo Horizontal se determina mediante la expresión:

$$C_{os} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

El valor obtenido debe estar en consonancia con las cargas orgánicas superficiales recomendadas en la Tabla 7.30 para las diferentes zonas ecológicas. En caso contrario, se recalcula la superficie del humedal para cumplir este requisito.

3.- Determinación de la relación largo/ancho del humedal

A partir de la Ley de Darcy se determina la superficie transversal del humedal (A_s), mediante la expresión:

$$A_s = \frac{Q_{máxd}}{k_s \cdot s}$$

A partir de la sección transversal del humedal se determinará su ancho (A), mediante:

$$A = \frac{A_s}{h}$$

Donde:

A: ancho del humedal (m)

h: profundidad de la lámina de agua en el humedal (habitualmente 0,55 m)

Finalmente, la longitud del humedal (L) se determina en función de su superficie (calculada en el paso 1) y de su ancho, mediante la expresión:

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

Una vez determinadas la longitud y la ancho del humedal, debe comprobarse que la relación entre ambas es del orden de 2. Si esto no fuese así, se procede a dividir

la superficie obtenida del humedal en varias celdas paralelas que cumplan esta relación. La superficie de cada unidad de humedal no debe superar los 400 m².

Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical

1.- Determinación de la superficie necesaria de humedal

A partir de las cargas orgánicas superficiales recomendadas para este tipo de humedales (Tabla 7.31), se determina la superficie necesaria de humedal haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{Q \cdot C_a}{C_{os}}$$

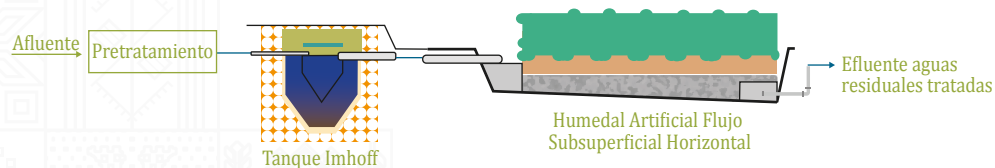
2.- Determinación del largo y el ancho humedal

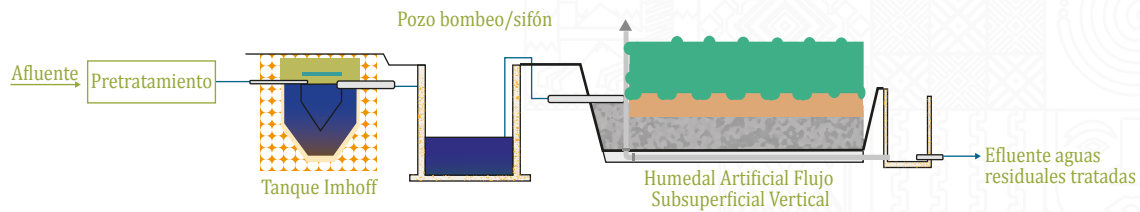
A partir de la superficie calculada del humedal, y de la forma geométrica adoptada (cuadrada o rectangular), se determinan el largo y el ancho. La superficie de cada unidad de humedal no debe superar los 400 m².

7.4.6 Líneas de tratamiento propuestas

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.2.2 de la presente guía, las líneas de tratamiento propuestas para el caso de los Humedales Artificiales de Flujo

Figura 7.67. Líneas de tratamiento propuestas para los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.





Subsuperficial, tanto Horizontales como Verticales, en base a los cuales se desarrollan los dimensionamientos básicos, son las siguientes:

7.4.6.1 Características de las líneas de tratamiento

Rendimientos

Tabla 7.33. Rendimientos de las líneas de tratamiento.

	Tratamiento primario	Rendimientos globales Humedales Artificiales Horizontales/Verticales
Sólidos en Suspensión (%)	55 - 65	90 - 95
DBO ₅ (%)	25 - 30	90 - 95
DQO (%)	25 - 30	80 - 90
N _T (%)	-	20 - 35 ¹
P (%)	-	20 - 35
CF (u. log)	-	1 - 2

¹Cuando se dimensionan los humedales para la eliminación de N_T se alcanzan rendimientos del orden del 60-70%.

Los rendimientos que se pueden obtener con las dos líneas de tratamiento propuestas se muestran en la tabla adjunta.

Influencia de la climatología y la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, disminuyendo los requisitos de superficie conforme aumenta la temperatura del agua a tratar, para llegar a alcanzar un mismo rendimiento.

El hecho de que en este tipo de Humedales Artificiales las aguas a tratar circulen por el interior del material filtrante, y la protección térmica que ejerce la biomasa muerta (necrosoma) que se va depositando sobre la superficie de los humedales, 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), debido al efecto negativo sobre las bacterias nitrificantes.

La influencia de la lluvia en este tipo de humedales se circunscribe principalmente en la alteración de los caudales de las aguas a tratar, en el caso de redes de alcantarillado sanitario combinado, o separados que presenten un elevado número de conexiones erradas.

La influencia de la altitud en el comportamiento de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial no se encuentra, en la actualidad, suficientemente documentada.

Adaptación a la zona ecológica

En la actualidad operan correctamente Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial en todo el rango de temperaturas que se dan en las tres zonas ecológicas que se contemplan en la guía. No obstante, como se ha comentado en el apartado anterior, el comportamiento de estas tecnologías de tratamiento a las altitudes que se alcanzan en el Altiplano, aún no está suficientemente estudiado.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

La generación de lodos en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial se circunscribe únicamente a la etapa de tratamiento primario, en la que los lodos sedimentados se van acumulando y mineralizando vía anaerobia, con la consiguiente reducción de su volumen.

Para determinar la cantidad de lodos generada en el Tanque Imhoff, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%

La estimación de la generación de lodos en la línea de tratamiento, en función de la zona ecológica y del tamaño poblacional, se muestra en la Tabla 7.34.

Tabla 7.34. Generación de lodos en las líneas de tratamiento.

Zonas ecológica	Unidades	Habitantes		
		1.000	2.000	5.000
Altiplano	g ms/hab/d	10,5	13,4	15,1
	%	5	5	5
	L/hab/d	0,21	0,27	0,30
Valles y Llanos	g ms/hab/d	14,7	17,6	18,5
	%	5	5	5
	L/hab/d	0,29	0,35	0,37

Los lodos, dado los elevados tiempos de permanencia en los Tanques Imhoff, se encuentran altamente estabilizados, por lo que tan solo precisan secarse antes de su disposición final.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Si las situaciones de sobrecarga hidráulica/orgánica se prolongan en el tiempo, los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial presentan poca capacidad de respuesta para adaptarse a estas condiciones operativas (algo mayor en los de Flujo Horizontal, al operar con TRH más altos), disminuyendo, consecuentemente, los rendimientos de depuración. Es por ello, que es de suma importancia que el diseño de las PTAR, basadas en este tipo de tecnología, se lleve a cabo teniendo en consideración las características de las aguas residuales a tratar y su posible evolución temporal.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento a llevar a cabo en la tecnología de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial son simples y se limitan a: inspecciones rutinarias, limpieza de las distintas etapas del pretratamiento, verificación del correcto reparto de las aguas a tratar en los humedales, toma de muestras para el control del proceso depurativo, extracción periódica de los lodos acumulados en el tratamiento primario, siega anual de la vegetación implantada y mantenimiento de la obra civil de la PTAR. Estas labores carecen de complejidad, por lo que pueden ser asumidas por operadores sin una cualificación específica.

En los casos en que se precise bombeo para la alimentación intermitente de los Humedales de Flujo Vertical, será preciso el mantenimiento de los equipos

electromecánicos necesarios, lo que requerirá un personal con un mayor grado de cualificación.

Impactos medioambientales

En los tratamientos primarios que se disponen en cabecera de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, si no operan correctamente, se pueden generar olores desagradables, como consecuencia de la liberación a la atmósfera del biogás generado. Esta liberación supone igualmente la emisión de metano, gas con un importante efecto invernadero.

Los impactos sonoros son nulos, o muy reducidos en el caso de tener que bombear las aguas a tratar para la alimentación intermitente de los Humedales de Flujo Vertical, dada la escasa potencia que se requiere.

En lo referente a los posibles impactos visuales estos pueden considerarse positivos, como consecuencia de la elevada integración ambiental de este tipo de tecnología. Además, al emplearse en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial vegetación propia de las zonas húmedas cercanas, no existe riesgo de invasión de especies vegetales exóticas.

En el caso de deficiencias constructivas (impermeabilización del confinamiento de los humedales), se pueden producir filtraciones, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Como consecuencia de los elevados requisitos de superficie que requieren para la construcción de estas líneas de tratamiento, las características del terreno disponible juegan un importante papel a la hora de su selección.

Dado que los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial se suelen construir por excavación en el terreno y que precisan la impermeabilización del confinamiento, los terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con un nivel freático bajo, son los que reúnen las mejores condiciones para la acogida de estas líneas de tratamiento.

Adicionalmente, el poder disponer de terrenos con pendientes moderadas facilita el discurrir de las aguas por las distintas etapas que componen las líneas de tratamiento, sin necesidad de recurrir a bombeos, con el consiguiente ahorro

en los costos de operación y mantenimiento de la PTAR. Esto es especialmente importante en el caso de los Humedales de Flujo Vertical, donde desniveles del orden de un metro permiten que la alimentación intermitente se pueda llevar a cabo mediante sifones, evitando el tener que recurrir a bombeos.

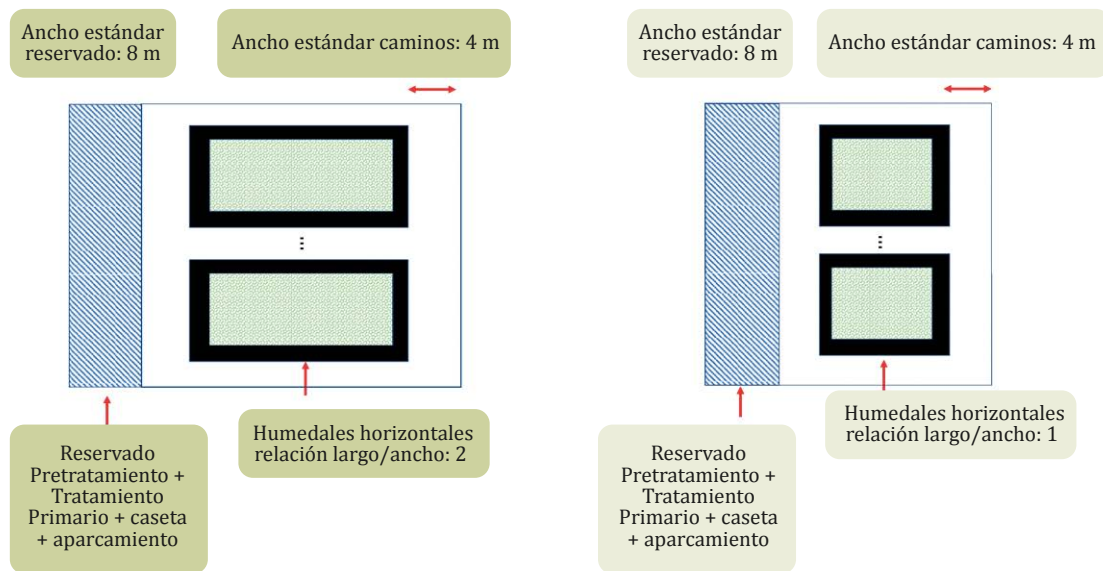
Estimación de la superficie necesaria para la construcción

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: está constituido por un canal de desbaste, de limpieza manual, con rejas de 3 y de 1 cm, dispuestas en serie, seguidas de un desarenador estático.
- Tratamiento primario: se recurre al empleo de Tanques Imhoff, diseñados de acuerdo a las recomendaciones recogidas en el apartado 6.5.2.2.
- Los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal se dimensionan con cargas orgánicas superficiales de 30, 45 y 70 g DBO₅/m².d, para Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente.
- Los Humedales Artificiales de Flujo Vertical se dimensionan con cargas orgánicas superficiales de 50, 75 y 115 g DBO₅/m².d, para Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente.
- En todos los casos la línea de tratamiento cuenta con un único Tanque Imhoff.
- La superficie máxima de cada unidad de Humedad Artificial de Flujo Subsuperficial (Horizontal y Vertical) es de 400 m².
- Se asume que la topografía permite la alimentación intermitente de los Humedales de Flujo Vertical sin tener que recurrir a bombeos.
- No se tienen en cuenta los requisitos de superficie para el tratamiento de los lodos en exceso, ni para la desinfección de los efluentes. Estos requisitos se establecen en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía

- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador, para ambas modalidades de humedales sigue la configuración que se muestra en la Figura 7.68.

Figura 7.68. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie para Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontales y Verticales.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para las líneas de tratamiento propuestas, para las diferentes zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento (m^3m^3/d) y carga tratada ($m^2/kg DBO_5/d$).

Los dimensionamientos básicos se han realizado hasta los $500 m^3/d$ de capacidad de tratamiento, por considerarse que este es el rango óptimo de aplicación de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial. Esta capacidad se corresponde con poblaciones servidas menores de 5.000 habitantes.

Las estimaciones de los requisitos de superficie se muestran en las siguientes gráficas:

Figura 7.69. Requisitos de superficie por habitante servido.

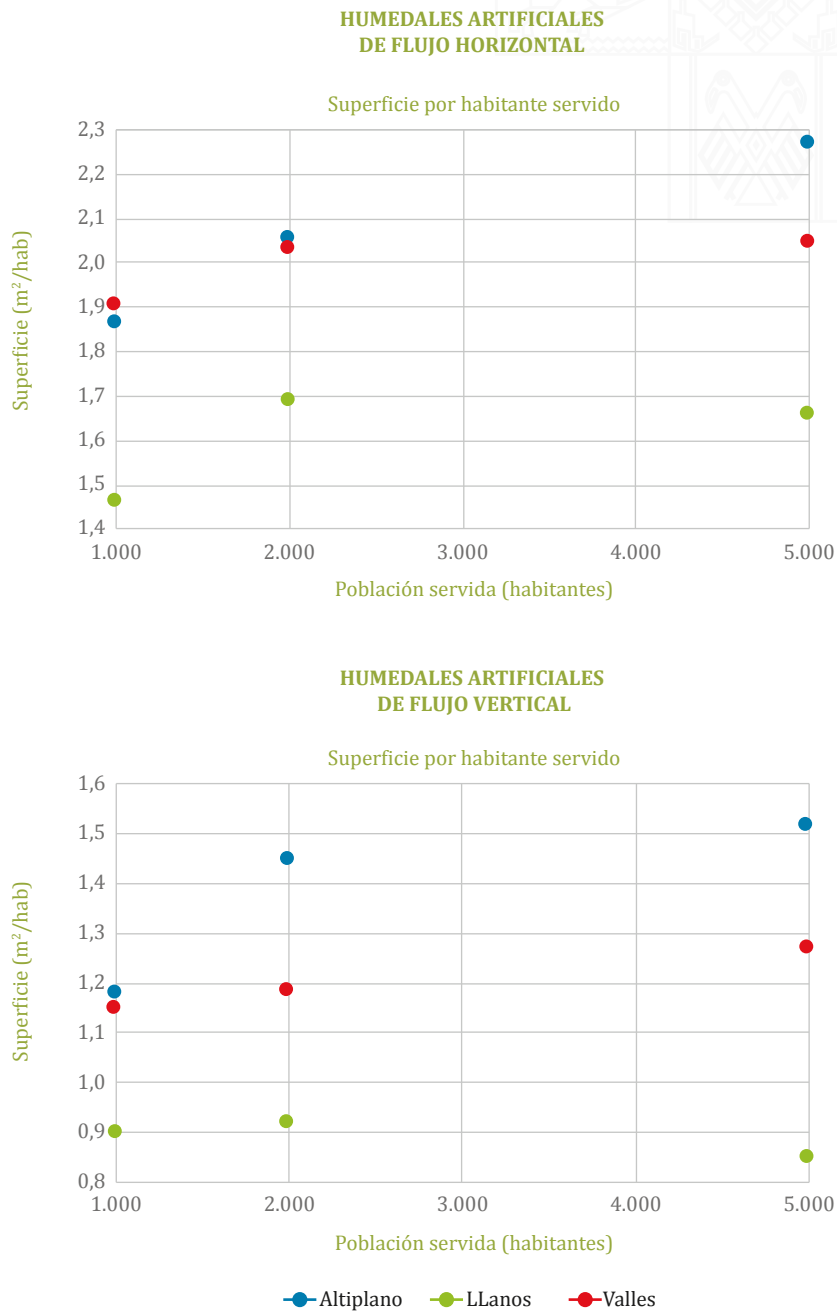


Figura 7.70. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

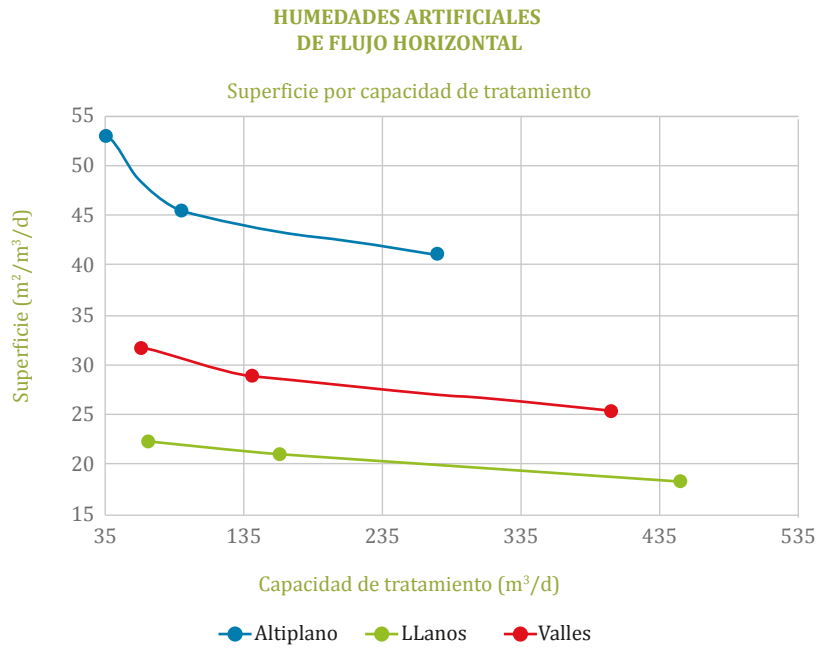


Figura 7.71. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

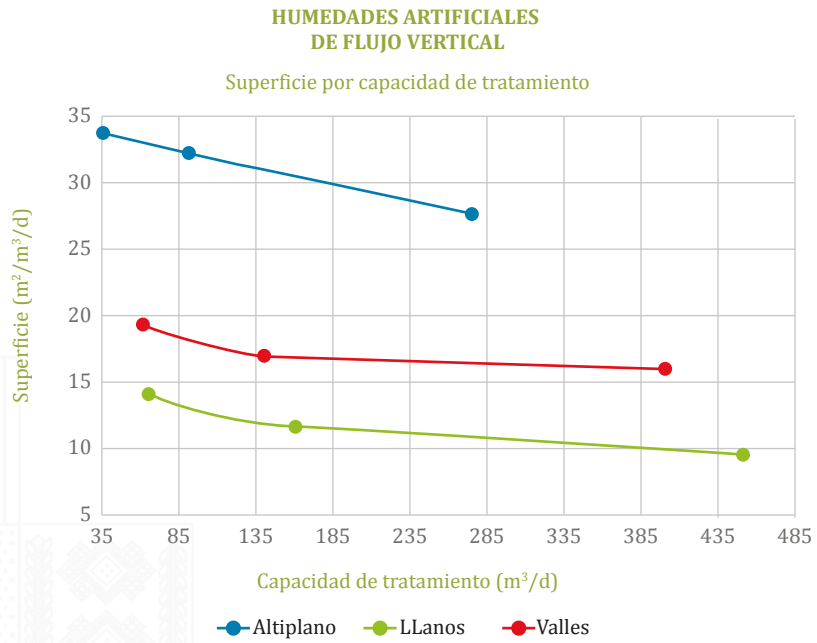


Figura 7.72. Requisitos de superficie por kg/d de DBO₅ tratado.

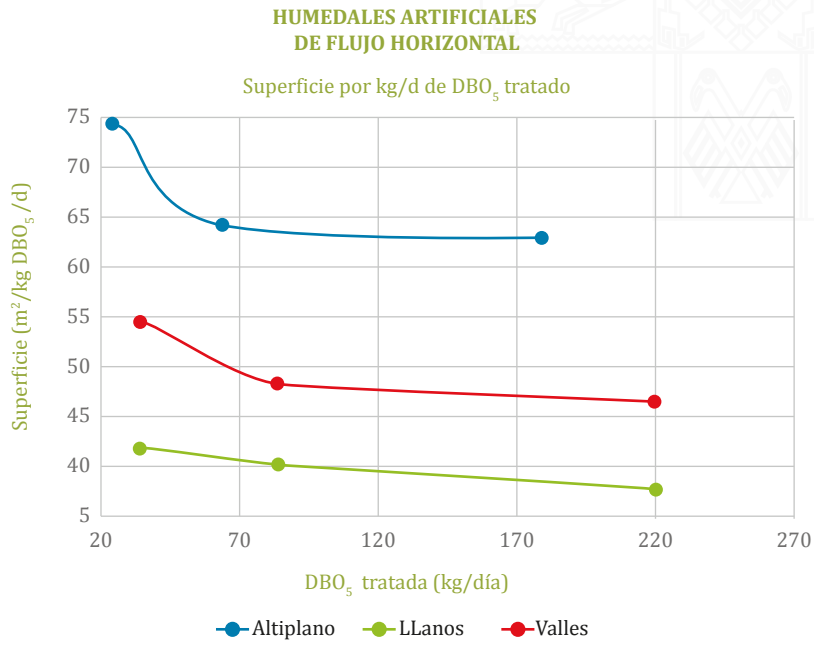
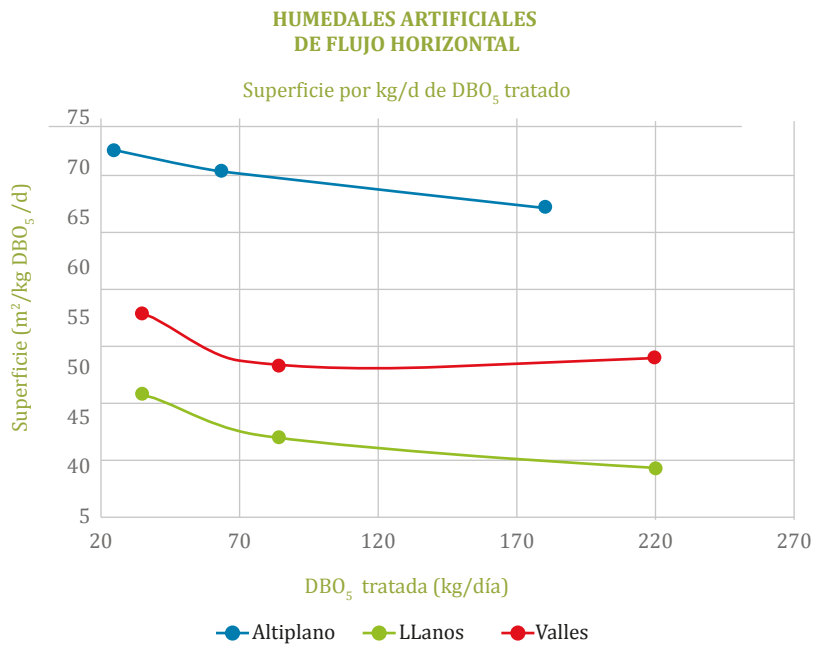


Figura 7.73. Requisitos de superficie por kg/d de DBO₅ tratado.



Se observa que los requisitos de superficie en función de la población servida presentan, para ambas modalidades de humedales, un comportamiento distinto del habitual, en el que estos requisitos van disminuyendo conforme se incrementa el tamaño de la población servida. Este comportamiento anómalo se justifica por el hecho de haber limitado la superficie máxima de cada humedal a 400 m², por lo que el número de unidades humedales se va incrementando con la población servida, así como los viales asociados, con la consiguiente repercusión en el ratio de superficie necesaria por habitantes servido.

Cuando se representan los requisitos de superficie en función de la capacidad de tratamiento (m²/m³/d), o de la carga tratada (m²/kg DBO₅/d) en la PTAR, se obtienen curvas con formas más acorde a lo que es habitual, disminuyendo, en general, los requisitos de superficie conforme se incrementa la capacidad de tratamiento, o la carga tratada.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de las Figuras 7.69, se han desglosado en las Tablas 7.35 y 7.36 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por las líneas de tratamiento, ocupan las superficies destinadas al tratamiento primario y a los Humedales Artificiales, en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos tamaños de población considerados.

Tabla 7.35. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario y los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000	2.000	5.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el Tratamiento Primario/Humedales Artificiales de Flujo Horizontal		
Altiplano	0,3/30,7	0,3/35,7	0,3/37,8
Valles	0,4/28,8	0,4/30,2	0,4/34,5
Llanos	0,5/24,3	0,5/25,4	0,6/27,8

Tabla 7.36. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario y los Humedales Artificiales de Flujo Vertical.

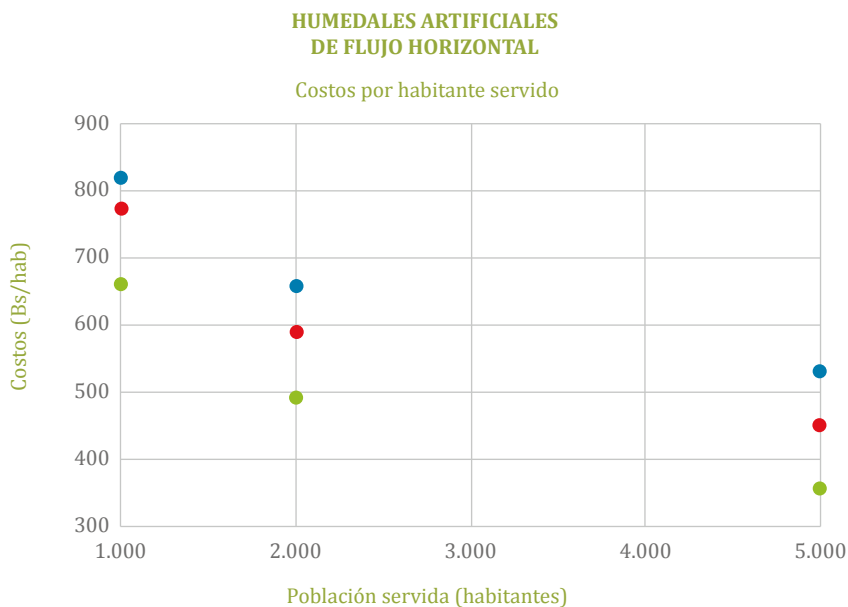
Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000	2.000	5.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el Tratamiento Primario/Humedales Artificiales de Flujo Vertical		
Altiplano	0,5/29,3	0,4/30,5	0,4/34,1
Valles	0,7/28,7	0,6/33,1	0,7/33,4
Llanos	0,9/23,7	1,0/28,2	1,1/32,8

Se observa, que para todas las zonas ecológicas, la superficie ocupada por los humedales viene a suponer del orden la tercera parte de la superficie total de la línea de tratamiento.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamientos básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes, que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de las líneas de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d).

Figura 7.74. Costos de construcción por habitante servido.



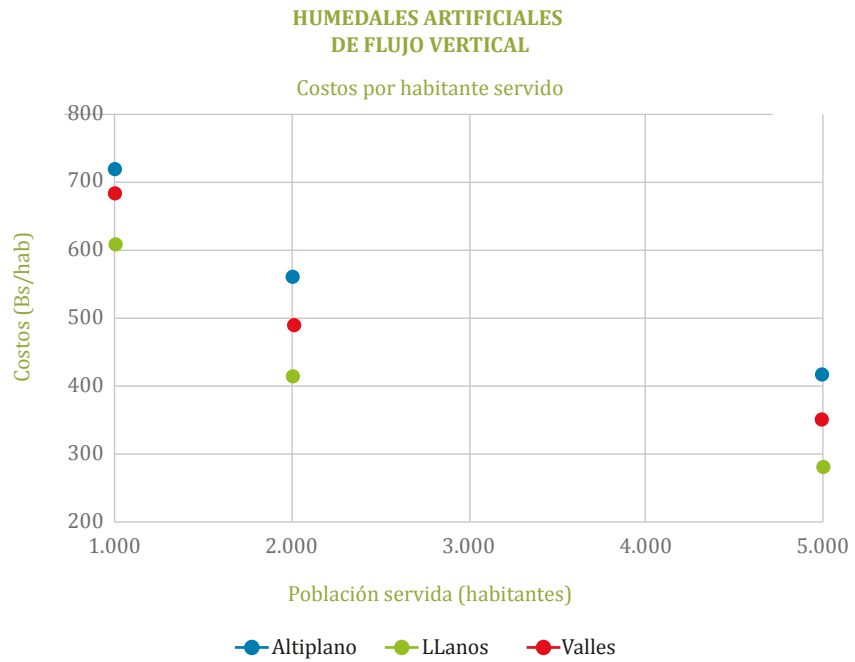


Figura 7.75. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

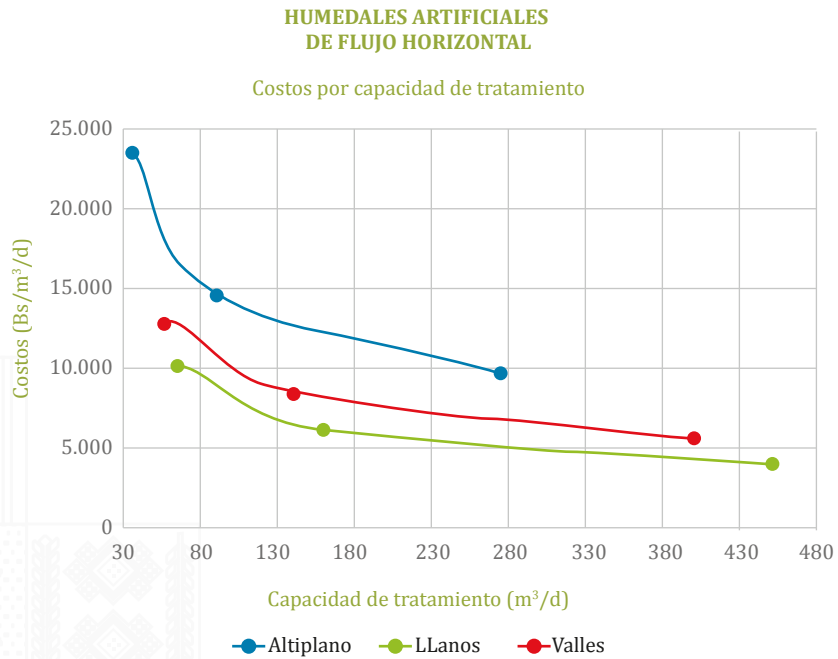


Figura 7.76. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

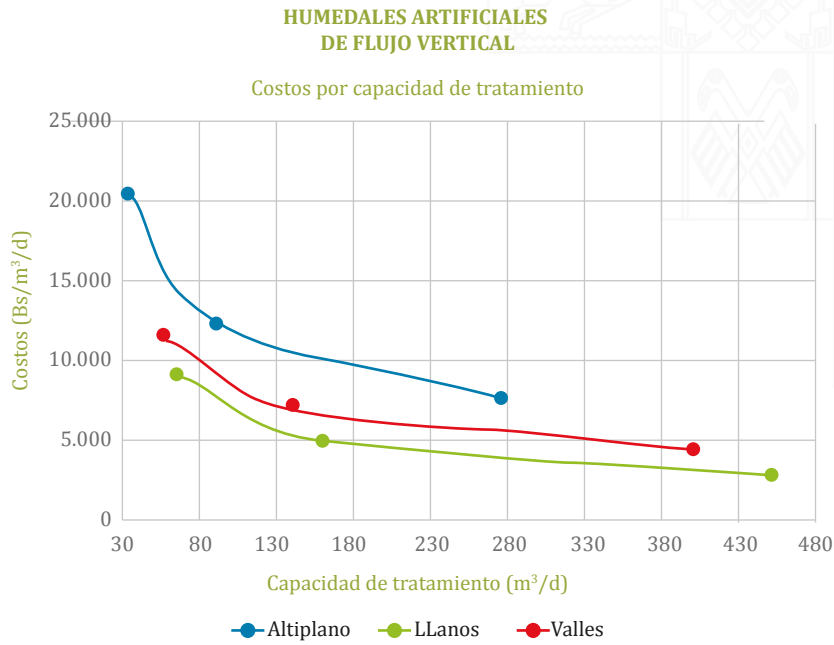


Figura 7.77. Costos de construcción por kg/d de DBO₅ tratado.

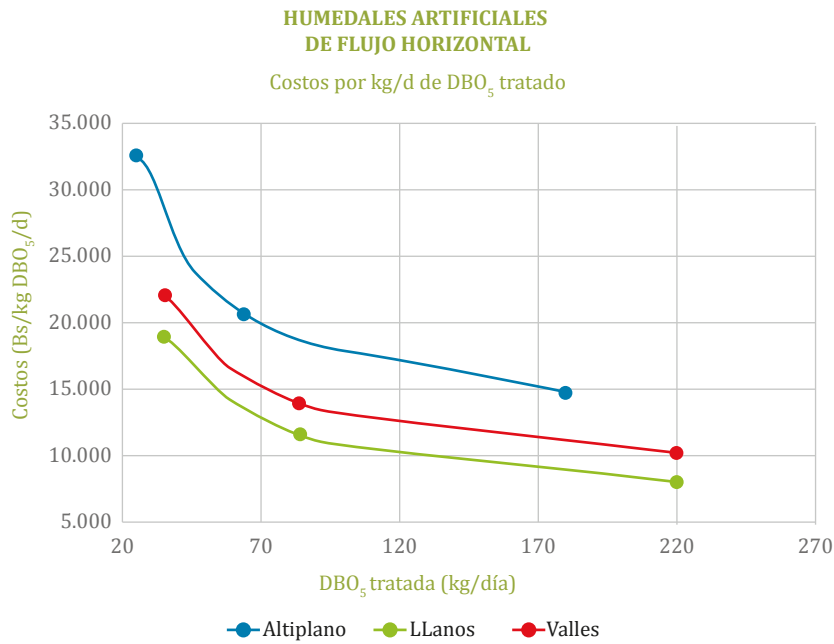
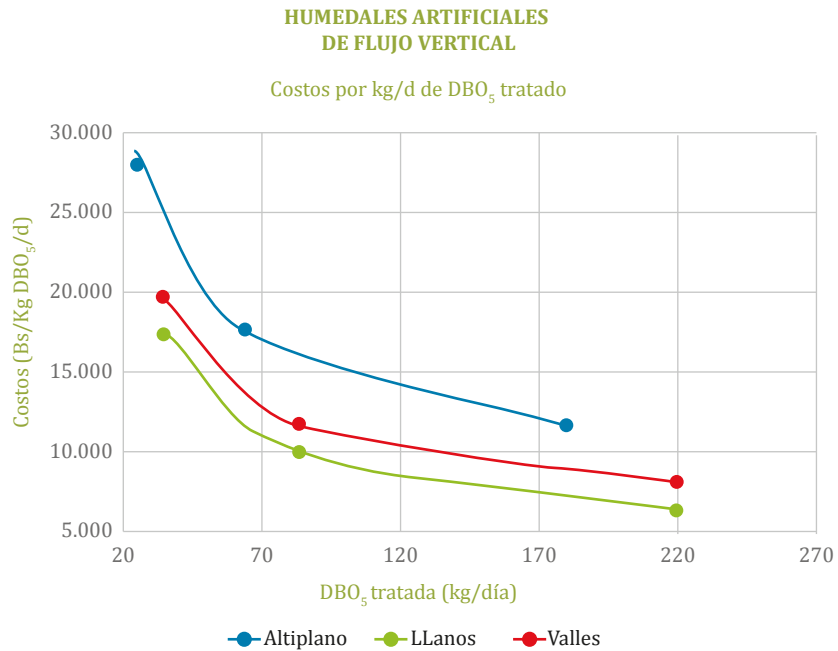


Figura 7.78. Costos de construcción por kg/d de DBO_5 tratado.



En los tres casos se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la cantidad de DBO_5 tratada.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de las Figuras 7.74, se han desglosado en las Tablas 7.37 y 7.38 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de la construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, tratamiento primario, Humedales Artificiales, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.37. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento de Humedales Artificiales de Flujo Horizontal.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000	2.000	5.000
Altiplano			
Pretratamiento	10	7	3
Tratamiento primario	17	20	18
Humedales Artificiales	13	22	31
Caseta de servicios	24	15	7
Caminos perimetrales	11	13	16
Cerramiento	4	4	4
Valles			
Pretratamiento	11	7	4
Tratamiento primario	15	17	16
Humedales Artificiales	14	21	30
Caseta de servicios	26	17	9
Caminos perimetrales	11	14	17
Cerramiento	5	5	5
Llanos			
Pretratamiento	13	9	5
Tratamiento primario	13	15	16
Humedales Artificiales	10	17	24
Caseta de servicios	30	20	11
Caminos perimetrales	9	14	18
Cerramiento	5	6	7

Tabla 7.38. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento de Humedales Artificiales de Flujo Vertical.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000	2.000	5.000
Altiplano			
Pretratamiento	12	8	4
Tratamiento primario	20	24	23
Humedales Artificiales	10	16	25
Caseta de servicios	28	18	10
Caminos perimetrales	7	11	14
Cerramiento	4	4	4
Valles			
Pretratamiento	12	9	5
Tratamiento primario	17	20	20
Humedales Artificiales	10	16	25
Caseta de servicios	29	21	11
Caminos perimetrales	8	10	14
Cerramiento	4	4	5
Llanos			
Pretratamiento	14	11	7
Tratamiento primario	14	19	22
Humedales Artificiales	7	13	21
Caseta de servicios	33	24	15
Caminos perimetrales	7	10	12
Cerramiento	4	4	4

Para ambas modalidades de humedales se observa que:

- El porcentaje del costo de la caseta de servicios es el más elevado para las poblaciones más pequeñas, decayendo notablemente este porcentaje al incrementarse la población.

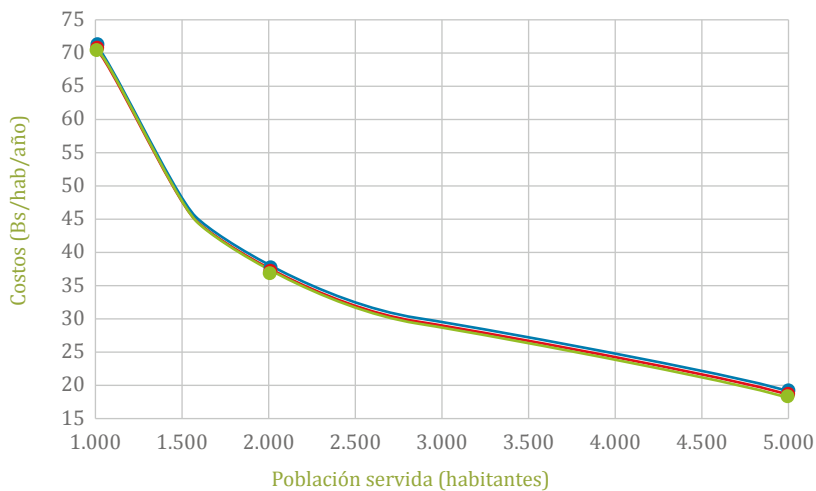
- El porcentaje de costo del pretratamiento decae con el tamaño de la población servida.
- El porcentaje de costo de los humedales crece al incrementarse la población, convirtiéndose para las mayores poblaciones en el porcentaje más importante.
- El porcentaje de costo de los caminos perimetrales se incrementa con la población servida, consecuencia del mayor número de unidades de humedales que se implantan en las mismas.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para estas líneas de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

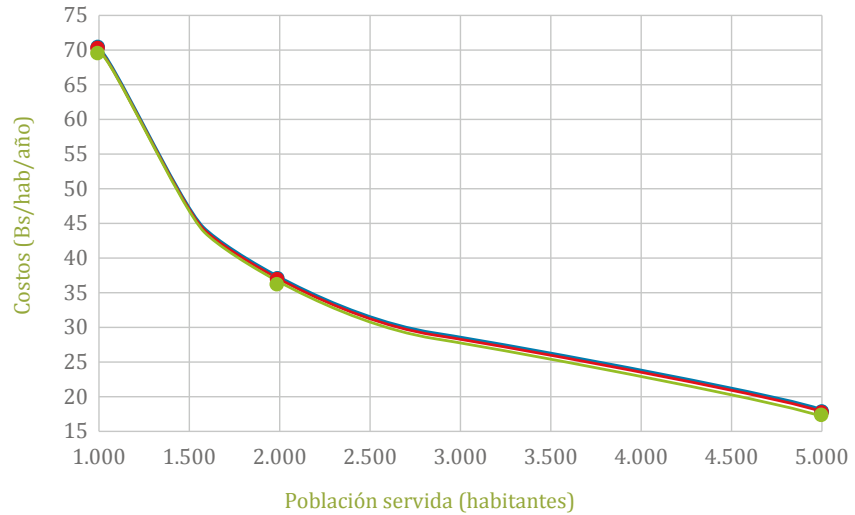
Figura 7.79. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.

**HUMEDALES ARTIFICIALES
DE FLUJO HORIZONTAL**
Costos por habitante servido



**HUMEDALES ARTIFICIALES
DE FLUJO VERTICAL**

Costos por habitante servido



Se observa una gran similitud de los costos de operación y mantenimiento de las dos modalidades de Humedales Artificiales en las tres zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, llegándose a superponer las curvas de los costos estimados de operación y mantenimiento.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de estas las Figuras 7.79 se han desglosado en las Tablas 7.39 y 7.40 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.39. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento de Humedales Artificiales de Flujo Horizontal.

Zona ecológica	Habitantes		
	1.000	2.000	5.000
Altiplano			
Personal (%)	76,5	72,6	57,1
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	5,8	8,9	14,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,1	2,8	6,2
Control analítico (%)	16,6	15,7	22,6
Valles			
Personal (%)	76,3	72,6	57,5
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	5,5	8,0	12,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,6	3,7	7,7
Control analítico (%)	16,5	15,7	22,8
Llanos			
Personal (%)	77,1	74,5	60,6
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	4,9	6,8	10,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,3	2,6	5,3
Control analítico (%)	16,7	16,2	24,1

7.40. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento de Humedales Artificiales de Flujo Vertical.

Zona ecológica	Habitantes		
	1.000	2.000	5.000
Altiplano			
Personal (%)	77,0	73,6	58,9
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	5,2	7,7	11,4
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,2	2,8	6,4
Control analítico (%)	16,7	16,0	23,4
Valles			
Personal (%)	77,2	74,3	60,0
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	4,9	6,7	9,8
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,2	2,8	6,5
Control analítico (%)	16,7	16,1	23,8
Llanos			
Personal (%)	77,3	74,4	60,3
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	4,3	5,7	7,7
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,6	3,8	8,1
Control analítico (%)	16,8	16,1	23,9

Se observa, que a medida que crece la población servida disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal, mientras que por el contrario se incrementan el resto de porcentajes de costos.

7.4.7 Características constructivas

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial. Las características constructivas de los Tanques Imhoff se expusieron en el apartado 6.5.2.4.

El confinamiento

- Los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial se suelen construir por excavación en el terreno. Los taludes interiores presentan una inclinación de 45° y el fondo de los humedales presenta una inclinación del 1%, desde la zona de entrada hasta la zona de salida.
- El confinamiento de los humedales se debe impermeabilizar para garantizar su estanqueidad, evitando fugas de aguas contaminadas al subsuelo. Para esta impermeabilización se recurrirá a la solución más factible y económica que pueda encontrarse en la zona de intervención y en consonancia con la permeabilidad que presente el terreno. Si el terreno donde se van a ubicar los humedales presenta una baja permeabilidad, para su impermeabilización bastará con proceder a compactarlo, en caso contrario será necesario proceder a impermeabilizarlo, recurriendo al empleo de arcillas o bentonitas (que se irán compactando por capas de unos 10 cm de espesor), o utilizando láminas plásticas.
- Si se recurre al empleo de láminas plásticas para la impermeabilización del confinamiento de los Humedales de Flujo Subsuperficial, se recomienda, para evitar que estas láminas puedan ser dañadas por la presencia de piedras, la instalación de una lámina de geotextil de 250-300 g/m², sobre la que se dispondrá una lámina plástica, de al menos, 2 mm de espesor. Si no fuese posible disponer de este tipo de láminas, se podrá recurrir a otro método para la impermeabilización del humedal, pero garantizando siempre su estanqueidad.
- En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal, la profundidad total del confinamiento es del orden de 1,1 m. De los cuales 0,6 m lo ocupa el material filtrante y el resto se destina a resguardo de seguridad.
- En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Vertical, la profundidad total del confinamiento es del orden de 1,5 m. De los cuales del orden de 1,0 m lo ocupa el material filtrante y el resto el resguardo de seguridad.
- Para evitar que en tiempo de lluvias las aguas de escorrentía puedan entrar en los humedales, se les dotará de un bordillo, de unos 10 cm de altura, a lo largo de todo su perímetro superior.

Los elementos de entrada y salida

- Tras el pretratamiento de dispondrá un elemento para la medición de los caudales afluentes.

Humedales Artificiales de Flujo Horizontal

- En la zona de entrada del humedal se dispondrá una capa de bolones (5-10 cm), sobre la que descansará, de pared a pared del humedal, una tubería de PE de 63 mm de diámetro, con orificios de 5 mm cada 0,6 m. Los extremos de esta tubería contarán con tapones roscados, lo que permitirá su limpieza en caso de que se detecten obstrucciones en los orificios de salida de la alimentación.
- En el fondo de humedal, en la zona de evacuación de la aguas tratadas, se dispondrá un tubería de drenaje de 110 mm de diámetro, que irá de un lado al otro del humedal y contigua a la cámara de salida. A la mitad de la ancho de esta cámara se colocara una "T" de PVC o PE de 110 mm, que permitirá la evacuación de las aguas tratadas a través de una tubería flexible de altura regulable, en la cámara de salida (Figura 7.80). Esta disposición permitirá mantener el nivel del agua en el humedal 5 cm por debajo de la superficie de los áridos. Igualmente, en caso de necesidad permitirá el vaciado total del humedal.

Figura 7.80. Drenaje y dispositivo de salida en un Humedal de Flujo Horizontal.



- La cámara de evacuación se integrará en el propio compartimento del humedal. El empleo de unas pletinas permitirá fijar la lámina plástica a las paredes de esta cámara, para asegurar la estanqueidad del compartimento del humedal.

Humedales Artificiales de Flujo Vertical

- Para evitar atascos y poder comprobar en todo momento el correcto funcionamiento del reparto de las aguas a tratar sobre la superficie de los humedales, se recurrirá al empleo de tuberías de acero inoxidable (para evitar fenómenos de corrosión), o de PVC, de 110 mm de diámetro, que partiendo del sistema de alimentación intermitente, se dispondrán unos 30 cm elevadas sobre la superficie de cada humedal. Para ello se emplearán unos soportes, que se hincarán en el sustrato. Estas tuberías se bifurcarán en dos, de 50 mm de diámetro, y cada uno de estos ramales alimentará a cuatro puntos de descarga de las aguas sobre el sustrato filtrante de cada humedal. Se dispondrá un punto de descarga por cada 25 m² de superficie de humedal (Figura 7.81).

Figura 7.81. Sistema de reparto en Humedales de Flujo Vertical.



- Bajo cada punto de alimentación se colocará una loseta, para evitar que el agua horade el sustrato, formando un camino preferencial, lo que empeoraría la calidad de las aguas tratadas.

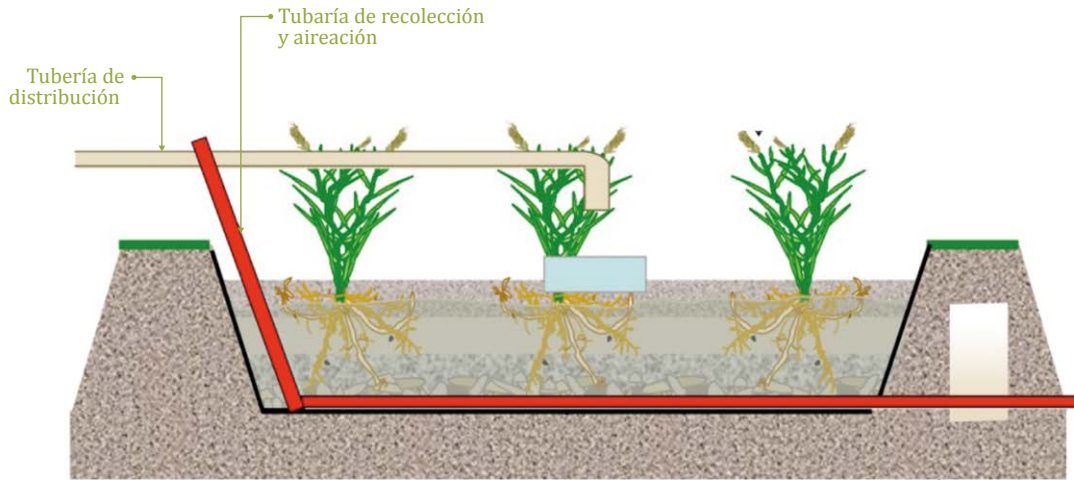
- Para la oxigenación del sustrato filtrante, en este tipo de humedales es básico que la alimentación a los mismos se efectúe de forma intermitente. Para no tener que recurrir a bombeo, con el consiguiente consumo energético, si la topografía de la zona lo permite, se empleará un sifón de autodescarga (Figura 7.82).
- Para la evacuación de las aguas tratadas, en el fondo del humedal, y en el sentido alimentación-salida, se dispondrán tuberías de drenaje de 110 mm de diámetro, separadas entre sí 2,0 m (Figura 7.82).

Figura 7.82. Izda.: Sifón de autodescarga (Rissy Plastics). Dcha.: Tuberías de drenaje.



- Estas tuberías tienen una doble misión: recoger las aguas filtradas hacia la cámara de salida del humedal y facilitar la ventilación del material filtrante. Para ello, los extremos opuestos a los que descargan en la cámara de evacuación se conectarán con tubos verticales de PVC de 110 mm de diámetro, que sobresaldrán 1,0 m de la superficie del sustrato, y que actuarán a modo de chimeneas (Figura 7.83).

Figura 7.83. Tubería de recolección/aireación en Humedales Artificiales Verticales.



- Las cámaras de evacuación (una por humedal) se integrarán en los propios compartimentos de los humedales. El empleo de unas pletinas metálicas permitirá fijar la lámina plástica a las paredes de estas cámaras, para asegurar la estanqueidad del compartimento del humedal.
- Para que no se interrumpa la circulación del aire en los tubos de drenaje-ventilación, es muy importante que el nivel del agua en las cámaras de evacuación de las aguas tratadas quede por debajo de las tuberías de evacuación.

Los materiales filtrantes

Humedales Artificiales de Flujo Horizontal

- En este tipo de humedal se utilizará como material filtrante gravilla sílicea redondeada de unos 8 mm.
- El espesor del sustrato en el punto medio de la longitud del humedal será de 0,6 m.
- En las zonas de entrada y salida del humedal se dispondrán sendas zonas de bolones gruesos de 5-10 cm, de 1,0 m de ancho.

- Todos estos materiales se deberán lavar antes de su disposición en el humedal, para evitar la presencia de finos que pudiesen provocar la colmatación prematura del sustrato filtrante.

Humedales Artificiales de Flujo Vertical

- De abajo hacia arriba, se dispondrán en el humedal las siguientes capas de áridos:
 - Capa de 20 cm de espesor de grava silícea 20-40 mm, en la que se embutirán las tuberías de drenaje-ventilación.
 - Capa de 70 cm de espesor de gravilla silícea redondeada de 3-8 mm.
 - Capa de 10 cm de espesor de arena gruesa (1-2 mm), que facilitará un mejor reparto de las aguas a tratar sobre el sustrato filtrante.
- Todos los materiales filtrantes se deberán lavar antes de su disposición en el humedal, para evitar la presencia de finos que pudiesen provocar la colmatación prematura de estos materiales.
- La correcta selección de los materiales filtrantes (tamaño, naturaleza y limpieza), constituye una etapa básica y fundamental para el correcto funcionamiento de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.

Plantación de los humedales

- El establecimiento de la vegetación en los Humedales Artificiales puede realizarse por multiplicación vegetativa a partir de rizomas, para lo que se procede al troceado de los mismos en fragmentos que incluyan como mínimo tres entrenudos, que se plantan en el sustrato. La densidad de plantación es de 4 a 6 unidades/m², consiguiéndose la cobertura total del humedal en aproximadamente un año. También pueden emplearse directamente plantas, que se separarán 40-50 cm.
- Se debe recurrir al empleo de vegetación de la zona, considerándose que el empleo de la totora (*Schoenoplectus californicus*) es una de las opciones más viables en el entorno boliviano.

- La profundidad de plantación estará comprendida entre 10-20 cm por debajo de la superficie del material filtrante.
- Para la plantación no se requiere ningún sustrato especial, empleándose el recomendado como relleno del humedal.

7.4.8 Operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento de las etapas de pretratamiento y de tratamiento primario ya se han detallado en los apartados 6.3.5 y 6.5.2.6, respectivamente.

En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial:

- En cada visita a la PTAR el operador comprobará que la entrada de agua a los distintos humedales, y la salida de los efluentes de los mismos, transcurren con normalidad, para detectar cualquier posible problema de obstrucciones en las conducciones, o en los materiales filtrantes.
- En cada visita se revisarán los sistemas de distribución de aguas a tratar a los humedales.
- En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento del sistema que permite la alimentación intermitente a los Humedales de Flujo Vertical (bombeo o sifones de descarga controlada).
- Mensualmente se verificará la impermeabilización del confinamiento de los humedales.
- Durante los primeros meses de operación deben eliminarse las malas hierbas que puedan competir con la vegetación implantada en los humedales.
- Anualmente, una vez finalizado el ciclo vegetativo de las plantas, 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, o por medios mecánicos, con el uso de desbrozadoras motorizadas (Figura 7.84).

Figura 7.84. Siega de la vegetación de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial y evacuación de la misma.



- Anualmente, y coincidiendo con el momento de la siega de la vegetación seca (para facilitar la operación), se aconseja medir la permeabilidad del sustrato filtrante en los Humedales de Flujo Horizontal, al objeto de determinar su grado de colmatación. Para ello, se empleará el método descrito por *Pedescoll et al. (2009)*.
- Debe prevenirse y controlarse la aparición de posibles plagas que puedan hacer peligrar la existencia de la vegetación implantada en los humedales.
- Debe evitarse, en lo posible, la entrada a los humedales de animales que puedan alimentarse de la vegetación implantada.

7.4.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, cabe destacar las siguientes:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo o muy bajo.
- Bajos costos de explotación y mantenimiento.

- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).
- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar.
- Perfecta integración en el medio ambiente natural.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Al igual que el resto de tecnologías extensivas, los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial requieren una notable superficie de terreno para su construcción, que es mayor en los horizontales que en los verticales. Esta circunstancia repercute notablemente en los costos de construcción cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.
- No cuentan con mecanismos de control, de forma que puedan hacer frente a variaciones de las condiciones operativas. Es por ello, por lo que es muy importante que los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal presentan riesgo de colmatación del sustrato, si este 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 estos no quedan retenidos en las etapas previas a los humedales.
- Si el material disponible localmente no es el adecuado para el sustrato filtrante, se pueden incrementar notablemente los costos de construcción.
- Presentan pérdidas de agua por evapotranspiración, que incrementan la salinidad de los efluentes depurados, lo que puede comprometer su posterior reúso.
- Si no se quema el biogás producido en el Tanque Imhoff, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

Referencias bibliográficas

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).

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.

Fernández, J. (2014). Filtros verdes en flotación: conceptos básicos y criterios de selección y diseño. Jornada Depuración de aguas residuales de bajo coste para pequeñas poblaciones. Puebla de la Calzada (Badajoz). 12 de diciembre de 2014.

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. **21**, 129-142.

García, J., Aguirre, P., Mujeriego, R., Huang, Y., Ortíz, L., Bayona, J. (2004). Initial contaminant removal performance factors in horizontal flow red beds used for treating urban wastewater. *Wat. Res.* **38** (7), 1669-1678.

Kadlec, R.; Wallace, S. (2009). Treatment Wetlands. Second Edition CRC Press. Taylor & Francis Group. ISBN: 978-1-56670-526-4.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Martín, I. (1989). Depuración de aguas con plantas emergentes. Ed. Servicio de Extensión Agraria, D.L. ISBN: 84-341-0659.

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.

Reed, S., Crites, S., Middlebrooks, E. (1995). *Natural Systems for Waste Management and Treatment*. 2nd Edition. McGraw-Hill, New York.

Rissy Plastics. <http://www.rissyplastics.com/>

Vymazal, J.; Kröpfelová, L. (2008). *Wastewater Treatment in Constructed Wetlands with Horizontal Sub-Surface Flow*. Springer Science + Business Media B.V. ISBN: 978-1-4020-8579-6.

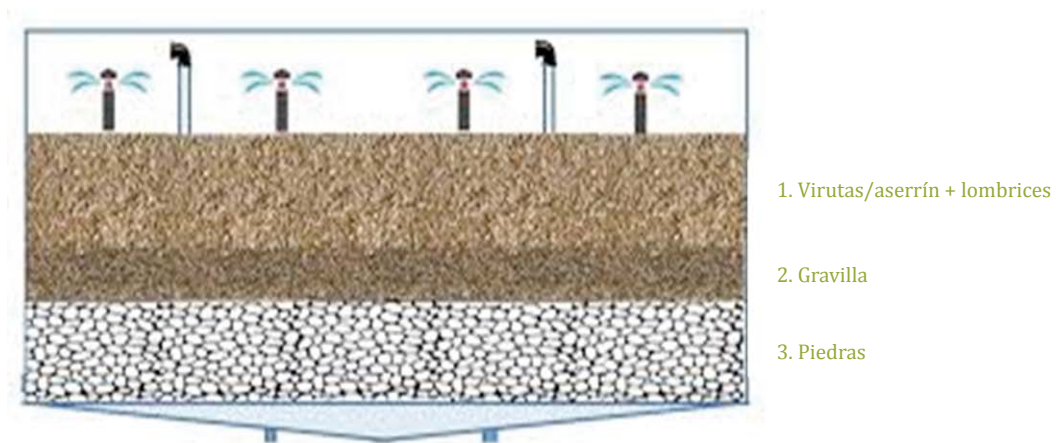
7.5 Lombrifiltros

7.5.1 Fundamentos

Los Lombrifiltros, también conocidos como Biofiltros Aeróbicos Dinámicos (BAD), constituyen una tecnología de tratamiento de las aguas residuales en la que estas atraviesan, en sentido descendente, un estrato de soporte constituido por un material celulósico (virutas/aserrín de madera), que sirve para la fijación de la biomasa bacteriana implicada en los procesos de depuración, y que descansa sobre capas inferiores de gravilla y piedras.

Además de la propia intervención bacteriana en los procesos de depuración biológica de las aguas a tratar, el estrato de soporte se siembra con lombrices, que contribuyen a mantener limpio el material filtrante, evitando su colmatación, a la vez que se va enriqueciendo su parte superior en humus. Esta capa superior se retira periódicamente, procediéndose a su sustitución por una nueva capa de virutas/aserrín. Se trata pues, de una tecnología de tratamiento en la que no se generan lodos, sino un humus que puede ser empleado como abono en actividades agrícolas (Figura 7.85) (Cárdenas, 2017).

Figura 7.85. Sección de un Lombrifiltro.



Las aguas tratadas abandonan el Lombrifiltro por su parte inferior, sometándose, en ocasiones, a desinfección, siendo frecuente en este último caso en Bolivia, el empleo de radiación ultravioleta.

El proceso de depuración transcurre vía aerobia, dado que la alimentación al filtro se lleva a cabo de forma discontinua y, además, se implantan tuberías verticales conectadas al sistema de drenaje inferior, que sobresalen por la parte superior del estrato de soporte, facilitando la aireación de este merced a un efecto chimenea (Figura 7.86).

Figura 7.86. Lombrifiltro en la PTAR de Saipina (Santa Cruz de la Sierra, Bolivia). Se observan los aspersores para la distribución de las aguas y las tuberías de ventilación.



Al mantenimiento de las condiciones aerobias contribuye también la acción de las propias lombrices, que mantienen la porosidad del material de soporte como consecuencia del consumo que realizan de la materia orgánica que se va reteniendo en el mismo (impidiendo su colmatación) y de las numerosas galerías que van excavando, al desplazarse continuamente por la capa de virutas/aserrín.

Los Lombrifiltros vienen a ser pues una adaptación de los sistemas tradicionales de lombricultura (conjunto de operaciones relacionadas con la cría y producción de lombrices y el tratamiento de residuos orgánicos por medio de estos organismos, para su transformación en abono), con la diferencia de que en el caso de los Lombrifiltros el residuo orgánico es aportado por las propias aguas residuales a tratar, que percolan a través de un medio filtrante, en el que se encuentra un elevado número de lombrices.

En lo referente al tipo de lombrices que se emplean en los Lombrifiltros, la especie *Eisenia foetida*, también conocida como lombriz roja californiana, es la más utilizada en este tipo de tratamiento (así como en lombricultura). Estas lombrices miden al nacer 1 mm y alcanzan de 6 a 8 cm en su etapa adulta, con un peso que puede alcanzar 1 gramo (Salazar, 2005). Se trata de una especie muy prolífica, llegando a duplicar su población cada 3 meses, y que presenta una gran tolerancia a la cohabitación, lo que permite obtener densidades de 4.000 a 50.000 individuos por m² (Salazar, 2005).

Las lombrices rojas viven un promedio de 4 años, pudiendo llegar a los 15 en las condiciones adecuadas (Macchiavelli, 2007). Ingieren diariamente una cantidad de comida equivalente a su peso y expelen el 60% de la misma transformada en humus, mientras que el 40% restante lo emplean en la síntesis celular, la respiración y otros procesos vitales (Reyes, 2016).

Figura 7.87. Lombrices rojas (*Eisenia foetida*) (Lombricultura Guadalajara, 2017).



La Tabla 7.41 recoge el comportamiento de estas lombrices ante diferentes parámetros de su entorno (Basauré, 1993).

Tabla 7.41. Comportamiento de las lombrices rojas.

Parámetro	Nivel óptimo	Nivel adecuado	Peligro de muerte
Temperatura (°C)	20	15 - 24	<5 - >35
Humedad (%)	75	70 - 80	<55 - >85
pH	6,5 - 7,5	6,0 - 8,0	<4,5 - >8,5
Conductividad eléctrica (mmhos/cm)	2,5	3,0	> 8,0

Como puede observarse, en el caso del tratamiento de aguas residuales típicamente urbanas, se cumplen normalmente los requisitos establecidos para los valores de pH y de conductividad eléctrica, por lo que los principales riesgos para la supervivencia y reproducción de las lombrices en los Lombrifiltros vendrán asociados a valores de la temperatura y/o de la humedad fuera de los rangos establecidos. Además, debe tenerse en cuenta que las lombrices expuestas directamente a los rayos solares mueren en minutos.

Los Lombrifiltros constituyen una tecnología de tratamiento de las aguas residuales relativamente novedosa en Bolivia, por lo que aún no se cuenta con una experiencia contrastada sobre la misma, lo que aconseja limitar su rango de aplicación por debajo de los 500 m³/d de aguas residuales a tratar.

Por otro lado, dada la escasa y a veces contradictoria información existente sobre los Lombrifiltros, para su diseño y construcción se hace preciso acudir a empresas especializadas en este tipo de tecnología de tratamiento.

7.5.2 Rendimientos

La Tabla 7.42 (BIDATEK) recoge los datos que se encuentran en la bibliografía sobre los rendimientos de depuración que alcanzan los Lombrifiltros en el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

7.5.3 Producción de lodos

En este tipo de tratamiento no se generan lodos, sino un humus, como consecuencia de la actividad de la población de lombrices que se desarrolla en el sustrato filtrante.

Tabla 7.42. Rendimientos de depuración de los Lombrifiltros.

	Rendimientos (%)
Sólidos en suspensión (%)	85 - 95
DBO ₅ (%)	85 - 95
DQO (%)	80 - 90
N _T (%)	15 - 20 ^{1,2}
P _T (%)	10 - 30 ³
Coliformes fecales (u. log.)	1 - 2

¹En ocasiones se han reportado rendimientos superiores, pero debido a la escasa certeza de esta información, se recomienda, a efectos de diseño, trabajar con los rendimientos de la tabla.

²Cuando se diseñan específicamente los Lombrifiltros para nitrificar/desnitrificar, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T de hasta el 70%.

³En ocasiones se han reportado rendimientos de eliminación de P_T superiores, pero debido a la escasa certeza de esta información, se recomienda, a efectos de diseño, trabajar con los rendimientos de la tabla.

Este humus se retira del Lombrifiltro cada 12-18 meses, generándose del orden de 0,2-0,3 m³/m²/año (*BIDATEK*; *GEMAT*), con un alto grado de estabilización de la materia orgánica presente.

7.5.4 Consumo de energía eléctrica

En los casos en los que las instalaciones del pretratamiento no estén mecanizadas, el consumo energético de esta tecnología de tratamiento se centra en el funcionamiento del bombeo, que alimenta de forma intermitente al Lombrifiltro con las aguas residuales a tratar. Dado que los Lombrifiltros se disponen enterrados o semienterrados, la altura de bombeo es reducida, estimándose el consumo eléctrico para este menester en unos 0,02 kWh/m³.

7.5.5 Dimensionamiento

7.5.5.1 Eliminación de la materia carbonada

En este apartado debe recalarse la falta de datos contrastados relacionados con el dimensionamiento de los Lombrifiltros, correspondiéndose la escasa información disponible con experiencias empíricas de instalaciones operativas en distintas localizaciones geográficas, por lo que los parámetros de dimensionamiento deben interpretarse con cautela.

Para el dimensionamiento de los Lombrifiltros, para la eliminación de la materia carbonada, se suele hacer uso de los siguientes parámetros (*adaptado de BIDATEK*):

- Carga hidráulica
- Carga orgánica superficial
- Carga superficial de sólidos en suspensión
- Relación largo/ancho
- Altura del material de soporte

La *carga hidráulica* viene definida por:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Donde:

C_h : carga hidráulica ($m^3/m^2/d$)

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)

S: superficie del Lombrifiltro (m^2)

El valor recomendado de carga hidráulica para los Lombrifiltros es de $\leq 0,5 m^3/m^2/d$ (BIDATEK) y para su determinación, aparte de la propia corriente de alimentación, en los casos en los que los Lombrifiltros no estén cubiertos, se aconseja que se tenga también en cuenta la pluviometría de la zona, dividiendo la precipitación anual por el número de días de lluvia.

La *carga orgánica superficial* se determina haciendo uso de la expresión:

$$C_{os} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_{os} : carga orgánica superficial ($g DBO_5/m^2/d$)

C_a : concentración de DBO_5 en las aguas residuales afluentes ($g DBO_5/m^3$)

Se recomienda operar con valores de carga orgánica superficial de $60-180 g DBO_5/m^2/d$ (BIDATEK).

No se considera necesario aplicar diferentes cargas orgánicas superficiales en las distintas zonas ecológicas. Esto viene justificado por el hecho de que en los procesos de depuración biológica que se dan en los Lombrifiltros tienen lugar reacciones de carácter exotérmico, que favorecen el mantenimiento de una temperatura de trabajo en el interior del material filtrante, superior a la temperatura ambiente, en los momentos más fríos del año.

La *carga superficial de sólidos en suspensión* viene dada por la expresión:

$$C_{sSS} = \frac{Q \cdot C_{aSS}}{S}$$

Donde:

C_{sSS} : carga superficial de sólidos en suspensión (g SST/m²/d)

C_{aSS} : concentración de sólidos en suspensión totales en las aguas afluentes (g SST/m³)

Se recomienda trabajar con valores de carga superficial de sólidos en suspensión ≤ 75 g SST/m²/d (BIDATEK).

En el caso en el que las características del agua residual a tratar no hagan posible cumplir con los tres parámetros de diseño propuestos (carga hidráulica, carga orgánica superficial y carga superficial de sólidos en suspensión), se pueden seguir las recomendaciones de GEMAT, que establecen que se puede operar satisfactoriamente Lombrifiltros con cargas orgánicas superficiales ≤ 200 g DBO₅/m²/d.

En lo referente a la *relación largo/ancho* de Lombrifiltros, en el caso de las configuraciones rectangulares, esta relación oscila entre 2 y 3.

Por último, la *profundidad del material de soporte* suele ser de 1 m.

Los Lombrifiltros presentan poca flexibilidad para hacer frente a puntas hidráulicas, por lo que este aspecto debe preverse en la etapa de dimensionamiento. Para ello es necesario llevar a cabo una buena gestión de los caudales de aguas pluviales que puedan llegar a la PTAR, mediante el empleo de aliviaderos de altura regulable en la obra de llegada, o de la implantación de tanques de laminación para evitar puntas excesivas de caudal en la alimentación al Lombrifiltro. Igualmente, es necesario asegurarse de que las infiltraciones a la red

de alcantarillado sean bajas en la zona de emplazamiento. Por todo ello, no se recomienda el uso de esta tecnología de tratamiento en zonas que presenten una elevada pluviometría, si no se tiene asegurado un buen funcionamiento de las redes de recogida de pluviales, ni en aquellas zonas que presenten niveles freáticos altos.

Al llevarse a cabo la alimentación de los Lombrifiltros por bombeo (debido a la intermitencia requerida en su alimentación), es muy importante considerar la modulación del funcionamiento de las bombas, mediante el empleo de varias bombas, o de variadores de velocidad.

El tanque de homogeneización/bombeo ejerce una cierta regulación del caudal con el que se alimenta a los Lombrifiltros.

7.5.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

Nitrificación

Cuando por limitaciones de los requisitos de vertido sea precisa la nitrificación en el Lombrifiltro de las formas amoniacales presentes en las aguas a tratar, se seguirá el mismo procedimiento de dimensionamiento expuesto para la eliminación de la materia carbonada, pero en este caso, se reducirán los valores recomendados de las cargas hidráulica, orgánica y de sólidos, a los valores siguientes (*adaptado de BDATEK*):

- Carga hidráulica: $\leq 0,3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$
- Carga orgánica superficial: $\leq 150 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$
- Carga superficial de sólidos en suspensión: $\leq 60 \text{ g SST}/\text{m}^2/\text{d}$

También, debe garantizarse un nivel mínimo de alcalinidad de las aguas a tratar de $200 \text{ mg CaCO}_3/\text{L}$, dado que los procesos de nitrificación y de humificación de la materia orgánica provocan la generación de productos de carácter ácido que, en ausencia de la capacidad tampón necesaria en las aguas a tratar, pueden generar una disminución significativa de los valores del pH, lo que puede llegar a inhibir los procesos de nitrificación.

La temperatura ejerce una notable influencia sobre los procesos de nitrificación, al afectar notablemente las bajas temperaturas el comportamiento de las bacterias nitrificantes.

Por último, el nivel que se alcanza de nitrificación en los Lombrifiltros disminuye con el tiempo, conforme crece la edad del material filtrante, pasando del 90% en las etapas iniciales al 60% cuando este es maduro (*BIDATEK*).

Desnitrificación

La bibliografía recoge rendimientos de eliminación de nitrógeno en los Lombrifiltros de hasta el 70%, especificándose que parte de los fenómenos de desnitrificación tienen lugar en los ambientes anaerobios que se dan en las propias deyecciones de las lombrices (*Macchiavelli, 2007*). No obstante, debido a la escasez de información contrastable sobre esto, se recomienda ser cauto a este respecto.

Si, por necesidades de la normativa de vertido, se precisase una mayor reducción del contenido en nitrógeno total de los efluentes tratados, será necesario colocar tras el pretratamiento una etapa de tratamiento primario (Tanque Séptico, Tanque Imhoff), a la que se recircularía parte de los efluentes nitrificados a la salida del Lombrifiltro, al objeto de someterlos a procesos de desnitrificación vía anóxica. Ello conllevaría el sobredimensionamiento del tratamiento primario y del propio Lombrifiltro, que se dimensionaría para alcanzar la nitrificación de las formas amoniacales presentes en las aguas residuales a tratar.

7.5.5.3 Eliminación del fósforo

La bibliografía recoge rendimientos de eliminación de fósforo en los Lombrifiltros de hasta el 60%, no obstante, debido a la escasez de información contrastable sobre esto, se recomienda ser cauto a este respecto.

Si por las características de la zona de vertido de la PTAR fuese preciso alcanzar mayores rendimientos en la eliminación de este nutriente, se recomienda la aplicación de tratamientos fisicoquímicos, recurriendo a la adición de sales de hierro o de aluminio (ver Capítulo 8), a la salida de la unidad de tratamiento. Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

7.5.5.4 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un Lombrifiltro:

$$S = \frac{Q}{C_h}$$

1.- Determinación de la superficie del Lombrifiltro para cumplir el requisito de carga hidráulica

Fijado el valor recomendado de la carga hidráulica, se determina la superficie necesaria del Lombrifiltro mediante la expresión:

$$C_{os} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

2.- Determinación de la carga orgánica superficial para la superficie obtenida

A partir de la superficie calculada en el anterior apartado, se determina el valor de carga orgánica superficial con la que operaría el Lombrifiltro, haciendo uso de la expresión:

$$C_{sSS} = \frac{Q \cdot C_{aSS}}{S}$$

3.- Determinación de la carga superficial de sólidos en suspensión para la superficie obtenida

A partir de la superficie calculada en el apartado 1, se determina el valor de carga orgánica superficial con la que operaría el Lombrifiltro, haciendo uso de la expresión:

Debe comprobarse que los valores obtenidos de carga orgánica superficial y de carga superficial de sólidos en suspensión entran dentro de los rangos recomendados. En caso contrario, deberá disminuirse la carga hidráulica, para cumplir con ambos requisitos.

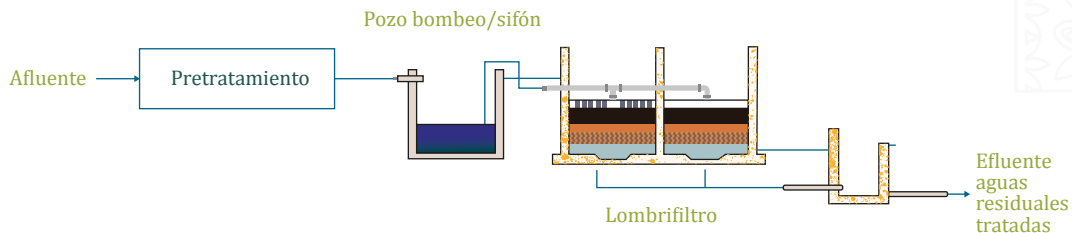
4.- Determinación de largo y ancho del Lombrifiltro

A partir de la superficie del Lombrifiltro finalmente aceptada, y de la relación largo/ancho recomendada, se procede a la determinación de estas dimensiones.

7.5.6 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.2.3, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Lombrifiltros, en base a la cual se desarrolla el dimensionamiento básico, es la siguiente:

Figura 7.88. Línea de tratamiento propuesta para los Lombrifiltros



7.5.6.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener con la línea de tratamiento propuesta son los que se recogen en la Tabla 7.42.

Influencia de la climatología y la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una marcada influencia en el comportamiento los Lombrifiltros, al afectar directamente al comportamiento de la población microbiana implicada en los procesos de depuración y al de las propias lombrices, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme la temperatura desciende y afectando esto muy negativamente a los procesos de nitrificación.

Como se ha visto en la Tabla 7.41, las lombrices rojas tienen un rango de temperatura (15-24 °C), en el que desarrollan mejor su actividad, con un óptimo de 20 °C.

Al no mantenerse expuestas a la atmósfera las aguas a tratar, sino que percolan a través del sustrato filtrante, en el que tienen lugar los procesos de depuración, en el interior de los Lombrifiltros se genera una cierta protección térmica en los momentos más fríos del año. Además, como se comentó con anterioridad, las reacciones de tipo exotérmico que tienen lugar en los procesos de depuración, contribuyen al mantenimiento de una temperatura más elevada en los momentos más fríos.

En los períodos fríos se produce una mayor mortandad de las lombrices, si bien, estas se desplazan a las zonas más bajas del filtro, lo que permite mantener activa una buena parte de su población.

En lo referente a la altitud, la influencia de la temperatura ya se ha comentado y sobre la posible incidencia de las bajas presiones parciales de oxígeno que se dan en altitudes elevadas sobre el comportamiento de las lombrices, este aspecto no se encuentra aún suficientemente documentado. No obstante, la bibliografía reporta Lombrifiltros operando correctamente a altitudes de 3.000-4.000 m. s.n.m. (Macchiavelli, 2007; GEMAT).

La pluviometría influye notablemente en el comportamiento de los Lombrifiltros que operan sin cubierta, pues el agua de lluvia que cae sobre su superficie incrementa la carga hidráulica aplicada y puede provocar el encharcamiento del sustrato filtrante, con la consecuente muerte de las lombrices.

Adaptación a la zona ecológica

De la información recopilada en la revisión bibliográfica llevada a cabo sobre el comportamiento de esta tecnología de tratamiento, se desprende su capacidad para operar correctamente en las tres zonas ecológicas que se contemplan en la presente guía.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Los Lombrifiltros son muy sensibles a las sobrecargas hidráulicas. No obstante, cuando cuentan con un tanque de homogeneización previo para su alimentación intermitente, disponen de una cierta capacidad para uniformar los caudales de alimentación.

Por otro lado, el hecho de que en el sustrato filtrante se dé un "efecto esponja", al absorber parte de las aguas en cada periodo de dosificación, también confiere a los Lombrifiltros cierta capacidad para hacer frente a sobrecargas hidráulicas, siempre que estas sean puntuales.

Ante sobrecargas hidráulicas pronunciadas se puede producir el encharcamiento del material filtrante, lo que provoca que se pase de trabajar de condiciones aerobias a anaerobias, con la consiguiente variación de las especies bacterianas presentes y la mortandad de las lombrices, al anegarse el medio en el que proliferan.

Por último, frente a sobrecargas orgánicas los Lombrifiltros presentan un buen comportamiento y, al basarse en procesos de biopelícula, operan bien con aguas residuales diluidas.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

En este tratamiento no se generan lodos sino un humus, debido a la actividad de la población de lombrices que se desarrolla en el sustrato filtrante. Este humus se retira del Lombrifiltro con una frecuencia de 1-1,5 años, generándose del orden de 0,2-0,3 m³/m²/año (*BIDATEK*; *GEMAT*), con un alto grado de estabilización de la materia orgánica presente y siendo fácilmente manipulable, en

Tabla 7.43. Generación de humus en las líneas de tratamiento.

Zonas ecológica	Unidades	Habitantes		
		1.000	2.000	5.000
Altiplano	L/hab/año	29,2	37,5	45,8
Valles		42,9	50,0	57,1
Llanos		40,6	50,0	56,3

contraposición con los lodos en exceso que se generan en la mayoría de los tratamientos biológicos de las aguas residuales.

En la Tabla 7.43 se muestra la producción de humus en función de la zona ecológica y del tamaño de la población servida.

Por motivos de seguridad, si se procede a la aplicación de este humus en terrenos agrícolas, se aconseja un periodo previo de maduración de este producto

de 1-2 meses, para minimizar los posibles riesgos de contaminación biológica (BIDATEK).

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento que se precisan para el correcto funcionamiento de los Lombrifiltros son simples, pero algunas de ellas precisan que sean diarias para asegurar el correcto funcionamiento de la línea de tratamiento.

Estas labores se centran en: la limpieza de las distintas etapas del pretratamiento, la verificación del correcto funcionamiento del dispositivo de bombeo que permite la alimentación intermitente a los filtros, la comprobación del reparto uniforme de las aguas a tratar sobre toda la superficie del sustrato filtrante, la toma periódica de muestras a la entrada y salida del Lombrifiltro para el control de su funcionamiento, la retirada periódica de la capa superior del material filtrante y reposición de material nuevo y el mantenimiento de la obra civil. No obstante, en los casos en que se recurre a pretratamientos mecanizados, se aconseja que para la realización de las labores de operación y mantenimiento se cuente con operadores con un cierto nivel de formación en el manejo de equipos electromecánicos.

Impactos medioambientales

Los impactos olfativos son mínimos, siempre que el Lombrifiltro opere correctamente, evitándose el encharcamiento del sustrato filtrante, lo que daría lugar a la instauración de condiciones de anaerobiosis, con la consiguiente emisión de olores desagradables.

Los posibles impactos sonoros son muy reducidos, pues la potencia requerida para el bombeo de las aguas a tratar hasta el Lombrifiltro es muy escasa.

En lo referente a los posibles impactos visuales, al construirse los Lombrifiltros semienterrados o enterrados, estos impactos se minimizan notablemente. Sí son mayores estos impactos cuando se recurre a la cubrición de los Lombrifiltros.

En el caso de deficiencias constructivas se pueden producir filtraciones, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Figura 7.89. Lombrifiltro semienterrado (BIDATEK).



Influencia de las características del terreno

Dado que los Lombrifiltros se suelen construir por excavación en el terreno, los terrenos fáciles de excavar y con un nivel freático bajo, son los que reúnen las mejores condiciones para la acogida de esta línea de tratamiento.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: rejas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso, dispuestas en serie y de limpieza manual. Tras el desbaste se implantan un desarenador y un desengrasador, ambos de limpieza manual.
- Los Lombrifiltros se dimensionan con cargas hidráulicas de 0,30, 0,35 y 0,40 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$, en el Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente. Para estas cargas hidráulicas, debido a las altas concentraciones de entrada a la PTAR, los Lombrifiltros se han dimensionado con cargas orgánicas superficiales del orden de 200 $\text{g DBO}_5/\text{m}^2.\text{d}$, para todas las zonas ecológicas.
- En todos los casos se trabaja con una sola unidad de Lombrifiltro.

- Los Lombrifiltros se disponen semienterrados y presentan formas rectangulares (relación largo/ancho: 2).
- El fondo y las paredes del Lombrifiltro se construyen en hormigón armado.
- Las capas filtrantes, de abajo a arriba son las siguientes:
 - Capa de piedras silíceas de 15-20 cm de tamaño y de 0,30 m de espesor.
 - Capa de grava silícea de 3/4 - 1" de tamaño y de 0,30 m de espesor
 - Capa activa de aserrín/virutas de madera, de 1,0 m de profundidad
- Los Lombrifiltros cuentan con un resguardo de seguridad de 0,5 m.
- La alimentación intermitente de los Lombrifiltros se lleva a cabo mediante bombeo, instalado en un depósito de homogeneización, ubicado tras el pretratamiento y la distribución de las aguas sobre el sustrato filtrante se realiza con el auxilio de aspersores.
- No se ha considerado la protección de los Lombrifiltros mediante malla de sombreo o techumbre.
- No se tienen en cuenta los requisitos de superficie para la desinfección de los efluentes. Estos requisitos se establecen en el Capítulo 9 de la presente guía
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

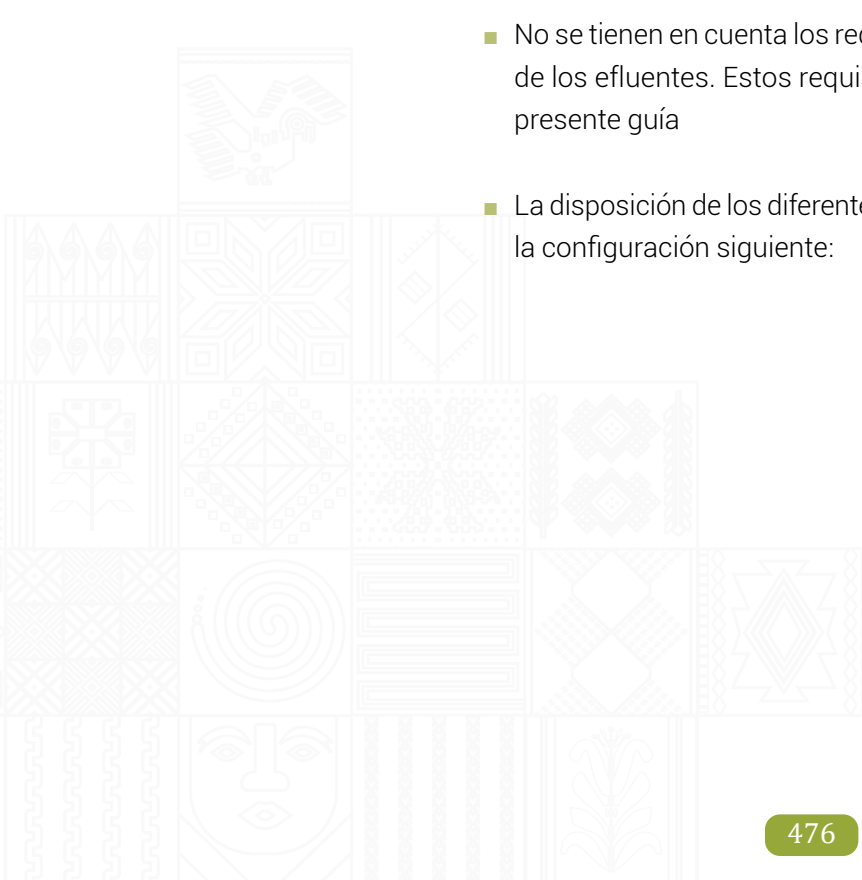
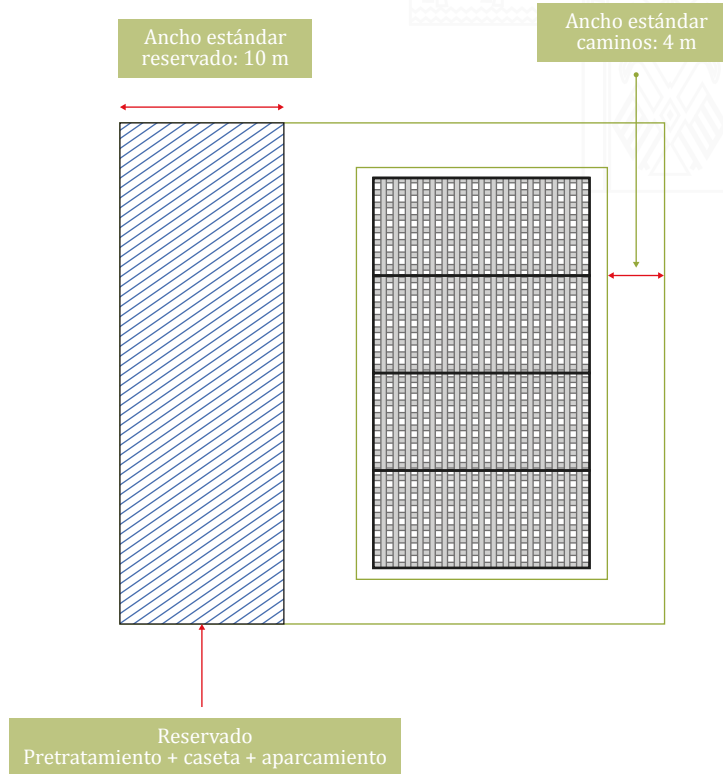


Figura 7.90. Disposición esquemática para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las diferentes zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2), capacidad de tratamiento ($\text{m}^2/\text{m}^3/\text{d}$) y carga tratada ($\text{m}^2/\text{kg DBO}_5/\text{d}$).

Los dimensionamientos básicos se han realizado hasta los $500 \text{ m}^3/\text{d}$ de capacidad de tratamiento, por considerarse que este es el rango idóneo de aplicación de los Lombrifiltros. Esta capacidad se corresponde con poblaciones servidas menores de 5.000 habitantes.

Las estimaciones de los requisitos de superficie se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.91. Requisitos de superficie por habitante servido.

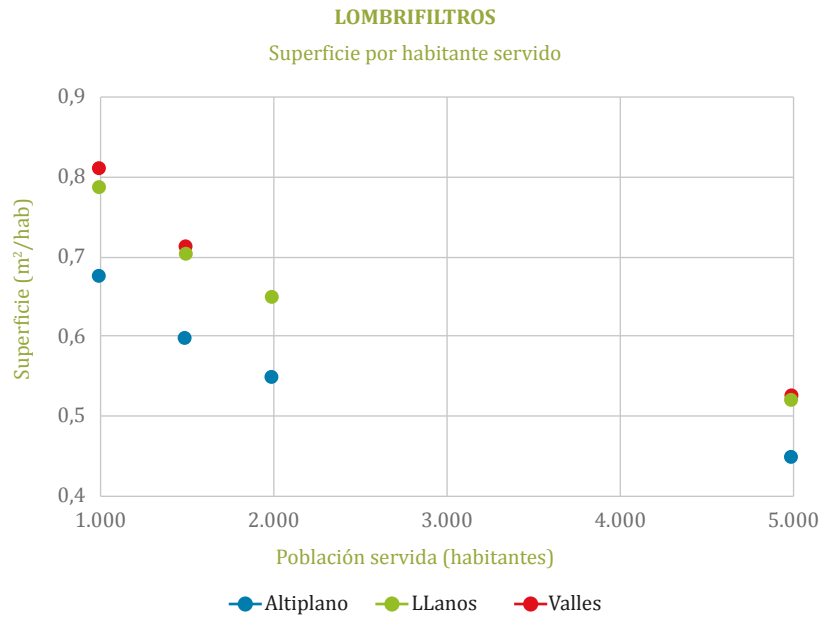


Figura 7.92. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

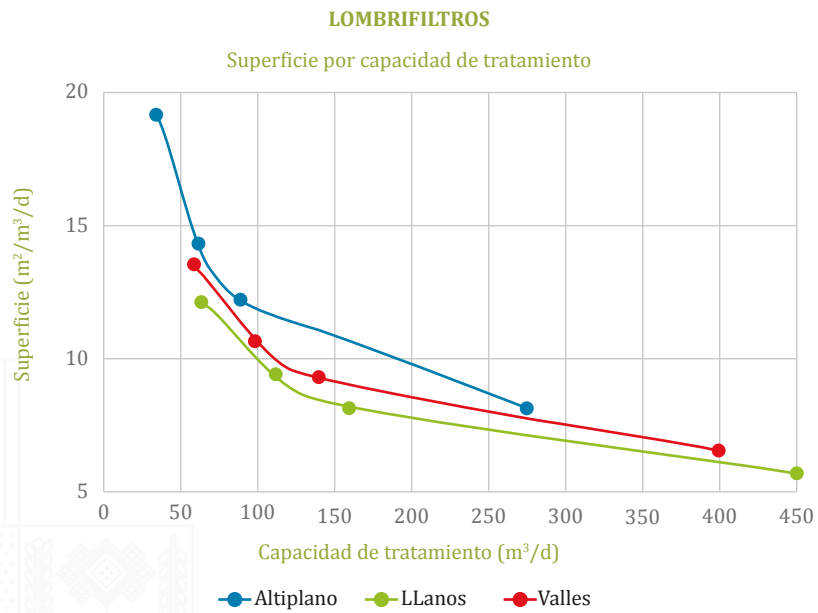
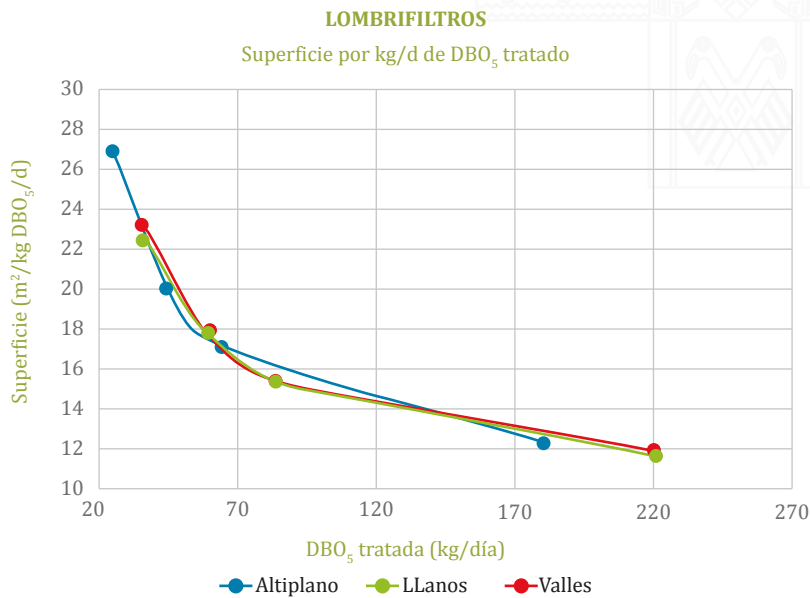


Figura 7.93. Requisitos de superficie por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



Se observa, que en los tres casos los requisitos de superficie por habitante servido, capacidad de tratamiento y DBO₅ tratada, siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan conforme crecen estos parámetros.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.91 se han desglosado en la Tabla 7.44 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan los Lombrifiltros, en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos tamaños de población considerados.

Tabla 7.44. Porcentajes de superficie ocupada por los Lombrifiltros, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)			
	1.000	1.500	2.000	5.000
Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los Lombrifiltros				
Altiplano	20,2	26,1	30,2	43,4
Valles	24,0	29,6	35,5	45,9
Llanos	23,5	29,4	33,5	45,8

Se observa, que el porcentaje de superficie ocupado por los Lombrifiltros oscila entre el 20% y el 46% de la superficie total de la línea de tratamiento, correspondiéndose los porcentajes más bajos con las instalaciones de menor tamaño.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2 se han confeccionado las gráficas siguientes, que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido, capacidad de tratamiento (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d).

Figura 7.94. Costos de construcción por habitante servido.

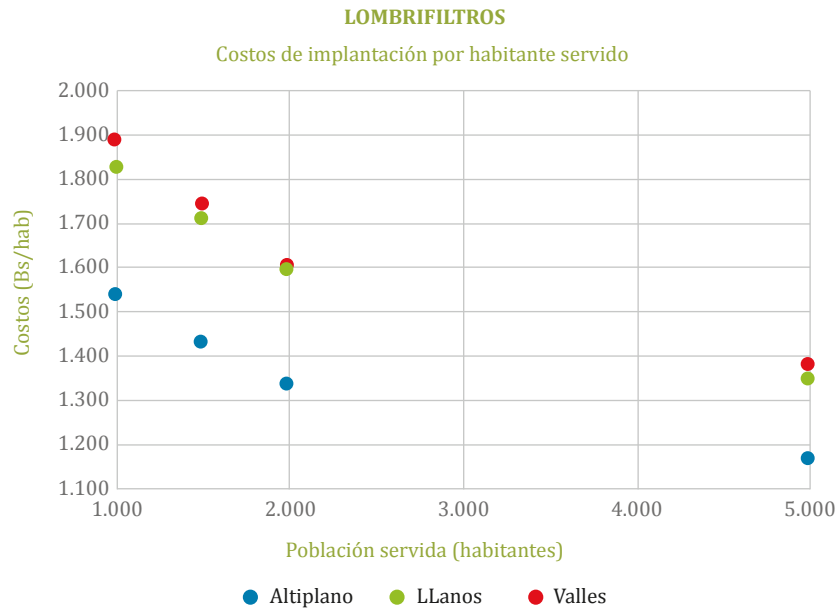


Figura 7.95. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

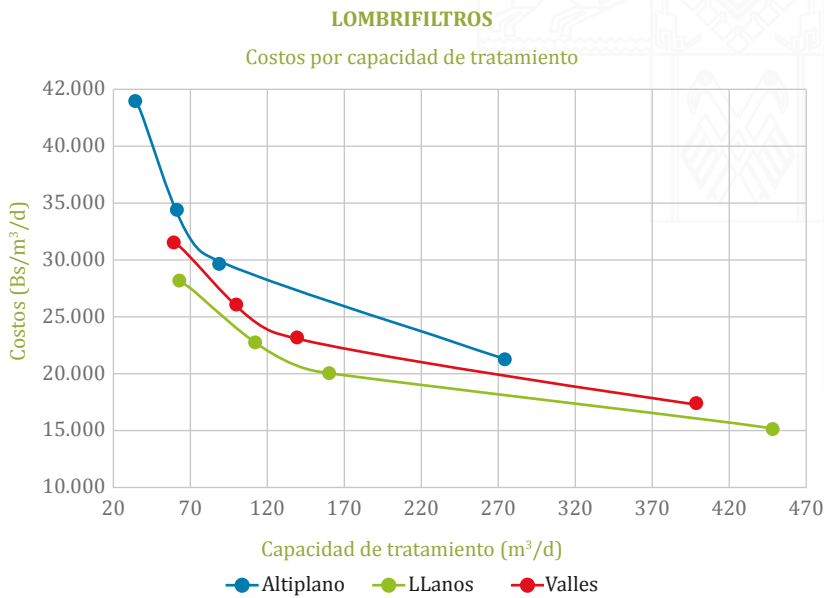
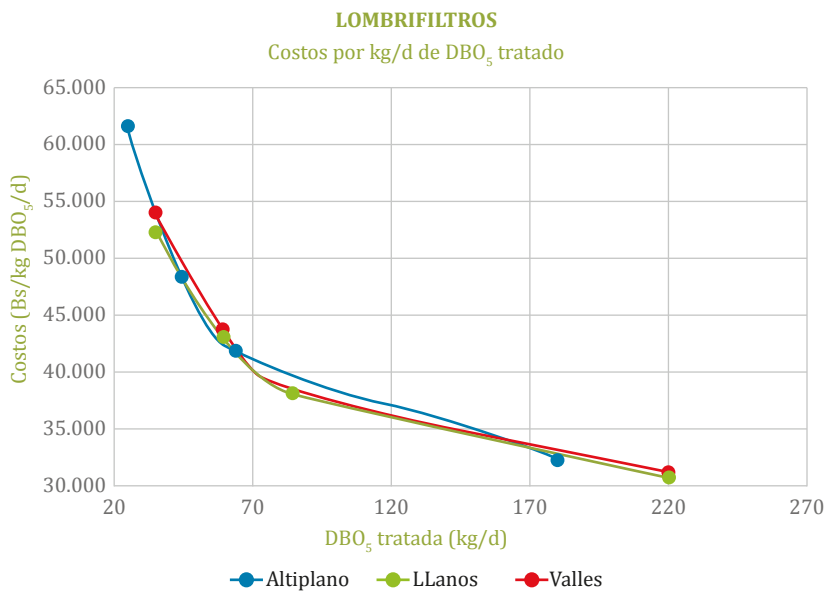


Figura 7.96. Costos de construcción por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En las tres curvas se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la DBO₅ tratada. Al no tenerse en cuenta la temperatura en el proceso del dimensionamiento básico, se obtienen costos menores por habitante servido en el Altiplano, al darse en

esta zona las dotaciones de aguas residuales y de cargas contaminantes más bajas por habitante servido.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.94, se han desglosado en la Tabla 7.45 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de implantación de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, cárcamo de bombeo, Lombrifiltros, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Se observa que, conforme se incrementa la población servida, aumenta el porcentaje de costo correspondiente a los Lombrifiltros (llegando a alcanzar el 75% del costo total de la línea de tratamiento), mientras que disminuyen los porcentajes de costo del resto de partidas.

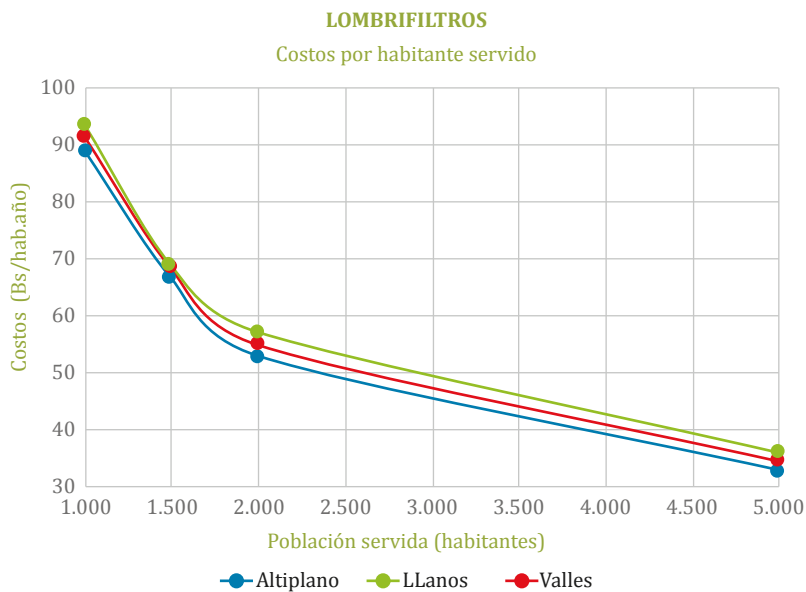
Tabla 7.45. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Habitantes			
	1.000	1.500	2.000	5.000
Altiplano				
Pretratamiento	6	4	3	2
Lombrifiltros	63	67	68	74
Caseta de servicios	7	5	4	2
Caminos perimetrales	4	3	3	2
Cerramiento	1	1	1	1
Valles				
Pretratamiento	4	3	3	1
Lombrifiltros	66	69	71	75
Caseta de servicios	5	4	3	1
Caminos perimetrales	3	3	2	2
Cerramiento	1	1	1	1
Llanos				
Pretratamiento	5	3	3	1
Lombrifiltros	65	69	71	75
Caseta de servicios	5	4	3	1
Caminos perimetrales	3	3	2	2
Cerramiento	1	1	1	1

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas (Figura 7.97) que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.97. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se observa, que los costos de operación y mantenimiento son muy similares para las tres zonas ecológicas consideradas y que, como es habitual, estos costos disminuyen al incrementarse la población servida.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.97, se han desglosado en la Tabla 7.46 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.46. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Habitantes			
	1.000	1.500	2.000	5.000
Altiplano				
Personal (%)	60,6	55,0	50,9	32,8
Energía (%)	0,3	0,4	0,5	1,1
Mantenimiento y operación (%)	24,1	29,4	33,2	44,6
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,0	3,2	4,3	8,5
Control analítico (%)	13,1	11,9	11,0	13,0
Valles				
Personal (%)	59,0	53,3	49,1	31,2
Energía (%)	0,4	0,6	0,8	1,5
Mantenimiento y operación (%)	25,0	30,2	34,0	44,8
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,9	4,3	5,6	10,1
Control analítico (%)	12,8	11,6	10,6	12,4
Llanos				
Personal (%)	57,7	51,7	47,2	29,9
Energía (%)	0,4	0,7	0,9	1,6
Mantenimiento y operación (%)	26,7	32,3	36,3	47,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,7	4,2	5,4	9,6
Control analítico (%)	12,5	11,2	10,2	11,9

Se comprueba, que a medida que crece la población servida disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal, mientras que por el contrario se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento (especialmente el humus producido).

7.5.7 Características constructivas

Aliviadero en la obra de llegada

- Dada la sensibilidad de los Lombrifiltros a las sobrecargas hidráulicas, que pueden provocar la muerte de las lombrices, es de suma importancia implantar en la obra de llegada un aliviadero, que permita derivar fuera de la PTAR los caudales afluentes que excedan a los de diseño.

Pretratamiento

- Es muy frecuente, en las instalaciones existentes, que las aguas residuales a tratar se sometan tan sólo al paso por un cestillo perforado, para proceder a la eliminación de las partículas en suspensión de mayor tamaño, antes de su bombeo al Lombrifiltro. No obstante, para proteger a las bombas de alimentación, se aconseja también la implementación de un desarenador estático (cuando la presencia de arenas en las aguas a tratar sea elevada). Asimismo, en aquellos casos en que las aguas residuales presenten una elevada concentración de grasas, es aconsejable la implementación de un desengrasador estático, para evitar que estos residuos puedan llegar a colmatar el material filtrante.
- Cuando la alimentación a los Lombrifiltros se ejecute mediante el empleo de aspersores, y para evitar la rápida colmatación de estos, se recomienda la implementación de tamices de limpieza mecanizada, de 1-2 mm de paso. En estos casos, se recomienda mecanizar también las operaciones de limpieza del resto de operaciones del pretratamiento.

Tanque de homogeneización y bombeo

- Al requerirse que la alimentación a los Lombrifiltros se realice de forma intermitente, se hace necesaria la construcción de un tanque de homogeneización entre el pretratamiento y los filtros.
- Habitualmente la alimentación intermitente se lleva a cabo con el auxilio de bombas, recomendándose que se implanten dos unidades, que entrarán en funcionamiento de forma alternada, comandadas por sondas de nivel (*Hernández, 2005*). De no ser así, al menos se recomienda que la PTAR cuente con una bomba de repuesto, para solventar de forma rápida las averías que pueden darse en la etapa de impulsión.
- En ocasiones, cuando la topografía lo permite, la alimentación intermitente a los Lombrifiltros puede llevarse a cabo mediante el empleo de sifones de descarga controlada (ver alimentación a los Humedales Artificiales de Flujo Vertical en el apartado 7.4.7).
- En lo referente a la cadencia de alimentación a los Lombrifiltros, se aconseja que los periodos de alimentación duren 15 minutos, seguidos

de 45 minutos de reposo, para permitir el escurrido de las aguas y la oxigenación del sustrato filtrante (Macchiavelli, (2007).

- El tiempo medio de drenaje en los Lombrifiltros es de 15-40 minutos (Bouché y Soto, 2004; Macchiavelli, 2007).

El confinamiento

- El confinamiento de los Lombrifiltros suele construirse en obra civil, cabiendo la posibilidad de que tanto el fondo como las paredes se ejecuten en hormigón armado, o de que para el fondo se emplee hormigón armado y ladrillos para las paredes, dado que en el interior del confinamiento no se acumula el agua, por lo que no se ejerce presión hidrostática sobre las paredes del confinamiento (Figura 7.98).
- Los Lombrifiltros pueden presentar tanto formas circulares, como cuadradas y rectangulares (con relaciones largo/ancho de 2 a 3). Las formas circulares minimizan el riesgo de zonas muertas, en las que no se distribuye homogéneamente la alimentación, pero suelen reservarse para las unidades de menor tamaño.
- Estas unidades de tratamiento se pueden disponer tanto sobre la superficie del terreno (en aquellas situaciones en las que el nivel freático se encuentre elevado), como semienterrados y enterrados (en emplazamientos fríos) (Figura 7.99).

Figura 7.98. Lombrifiltros con paredes de hormigón armado y de ladrillos (BIDATEK).



Figura 7.99. Lombrifiltros construidos en superficie y semienterrado (BIDATEK).



- Los Lombrifiltros suelen contar con un resguardo de seguridad de 0,5 m, por encima de la superficie del material filtrante.
- En ubicaciones en las que los veranos sean muy cálidos y en los que la radiación solar sea muy intensa, se recomienda recurrir a la protección de los Lombrifiltros mediante una malla de sombreo o una techumbre, para evitar el sobrecalentamiento de la parte superior del sustrato filtrante, lo que afecta negativamente a la actividad de las lombrices (Figura 7.100).
- En zonas que presenten una elevada pluviometría se aconseja que los Lombrifiltros vayan cubiertos para evitar que las aguas de lluvias lleguen a encharcar el filtro, con la consiguiente mortandad de las lombrices (Figura 7.100).

Figura 7.100. Protección de un Lombrifiltro mediante una malla de sombra (BIDATEK) y techumbre de la PTAR Fernández Alonso (Santa Cruz, Bolivia).



El sustrato filtrante

- En sentido ascendente, en el interior del confinamiento del Lombrifiltro se colocan las siguientes capas de materiales filtrantes (*Macchiavelli, 2007; GEMAT*):
 - En el fondo del confinamiento una capa de piedras grandes (bolognes), de naturaleza silíceas y de 15-20 cm de diámetro, de 25-40 cm de espesor, que cubre el sistema de recogida de las aguas tratadas.
 - Una capa de grava silícea de 3/4 a 1 1/8", de 25-40 cm de espesor.
 - Una capa activa (en la que trabajarán las lombrices) de aserrín/virutas de madera, de 0,8-1,4 m de espesor.
- La capa activa de aserrín/virutas se separa de la capa de gravas haciendo uso de una malla raschel o de geotextil (Figura 7.101).

Figura 7.101. Malla de separación entre capas de sustratos filtrantes y sustrato celulósico (se observan las chimeneas de ventilación) y colocación del material celulósico) (BIDATEK).



- En lo referente a las características del aserrín/virutas a emplear en los Lombrifiltros se aconseja el empleo de aquellos que procedan de maderas blancas, dado que los procedentes de maderas rojas presentan elevados contenidos de taninos, que son tóxicos para las lombrices (*Basaure, 1993*).

Los elementos de entrada

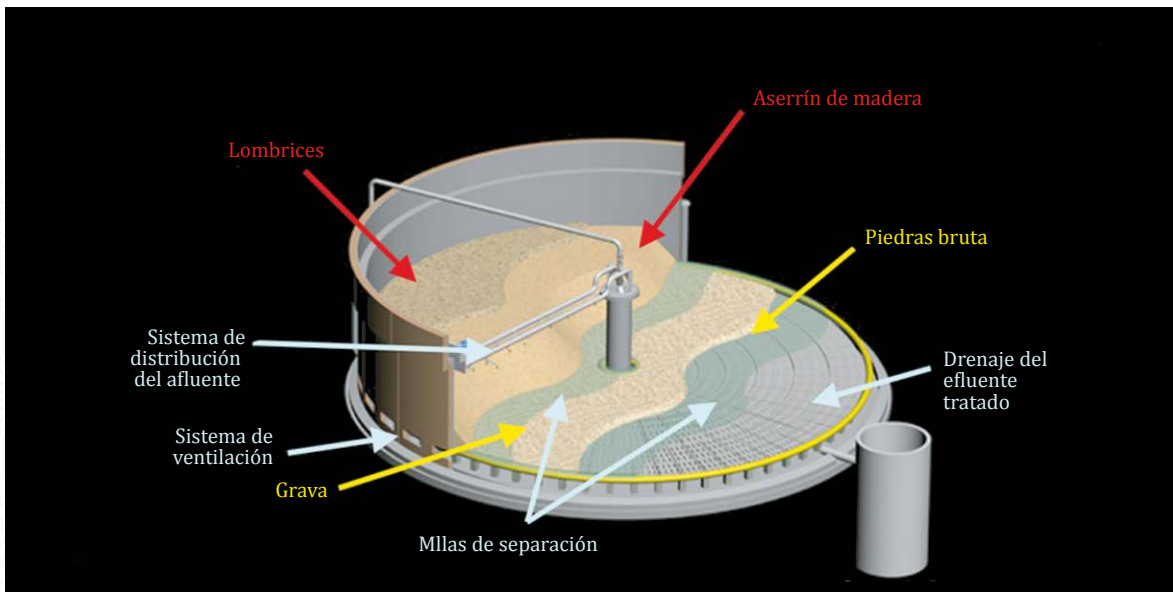
- A la salida del pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales afluentes.
- Se debe conseguir el reparto más uniforme posible de las aguas pretratadas sobre toda la superficie del sustrato filtrante, al objeto de evitar la aparición de zonas muertas, o de encharcamientos permanentes (*Del Águila, et al., 2011*). Para ello, puede recurrirse a:
 - Alimentación mediante tuberías perforadas que descansan sobre el sustrato filtrante, que presentan un diámetro de 32 mm, una separación entre ellas de 0,6 m y que cuentan con orificios de 3 mm de diámetro, separados entre sí 0,6 m. Para minimizar los riesgos de obstrucción de los orificios, estos se disponen en la parte superior de las tuberías y para facilitar el vaciado de las tuberías entre alimentación y alimentación, uno de cada cuatro orificios se dispone hacia abajo. En los extremos de estas tuberías se disponen válvulas, que permiten su limpieza periódica (*MARM, 2010*).
 - Riego mediante aspersores: que se colocan sobre la superficie del sustrato filtrante (Figura 7.102). Constituye una alternativa versátil pues permite activar/detener el riego sobre determinadas zonas del material filtrante, lo que facilita las labores de mantenimiento del Lombrifiltro, a la vez que permite gestionar variaciones de caudal en las aguas residuales afluentes. Como principales inconvenientes de este sistema de reparto cabe mencionar: necesidad de recurrir a una operación de tamizado en el pretratamiento, atascos frecuentes de los aspersores y riesgos sanitarios por la formación de aerosoles, que pueden expandir los organismos patógenos presentes en las aguas residuales a tratar.
 - Riego mediante un brazo de distribución giratorio: en este caso se emplean Lombrifiltros de sección circular, apoyándose el brazo de distribución en el punto central del Lombrifiltro y recorriendo su periferia (Figuras 7.102 y 7.103). Al ir girando el brazo lentamente, va regando sucesivamente distintas porciones del sustrato filtrante, mientras que otras van escurriendo. La potencia necesaria para la activación del brazo de distribución es del orden de 0,4 kW. Para limpieza cabe la opción de introducir agua a presión en el extremo

del brazo, o de contar con electroválvulas que permitan la limpieza periódica de los orificios de salida con agua de red, al objeto de evitar taponamientos. Esto último, no haría necesaria la operación de tamizado en el pretratamiento.

Figura 7.102. Riego de Lombrifiltros mediante aspersores y mediante un brazo de distribución giratorio (BIDATEK).



Figura 7.103. Riego de Lombrifiltros mediante un brazo de distribución giratorio (Macchiavelli, 2007).



- Una modalidad, más tecnificada, de este brazo de distribución está provista de un mecanismo que permite el rastrillado de la superficie filtrante, a la vez que efectúa su irrigación (Figura 7.104).

Figura 7.104. Brazo de distribución giratorio dotado de sistema de rastrillado (BIDATEK).



Los elementos de salida

- Para facilitar la evacuación de las aguas tratadas, el fondo de los Lombrifiltros suele contar con una pendiente del orden del 1%, hacia la zona central, en la que se dispone un canal de recogida de las aguas tratadas (Figura 7.105).

Figura 7.105. Fondo de Lombrifiltro con canal central de recogida (PTAR Fernández Alonso, Santa Cruz, Bolivia).



7.5.8 Operación y mantenimiento

- Para la puesta en operación de los Lombrifiltros es práctica habitual traer las lombrices de otros Lombrifiltros en operación, repartiéndolas por toda la superficie del filtro, para que puedan colonizarlo completamente con mayor rapidez. La duración media de la etapa de puesta en operación es de unas dos semanas.
- Si el sistema se opera correctamente, tan sólo es necesaria una inoculación inicial de las lombrices.
- Unos buenos indicadores de la aclimatación de las lombrices a su nuevo hábitat serán su elevada movilidad y la aparición de las primeras larvas de color blanco (*Macchiavelli, 2007*).
- Las labores de operación y mantenimiento de la etapa de Pretratamiento ya se han detallado en el apartado 6.3.5. En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Lombrifiltros (*adaptado de Miranda, 2005*):
 - Diariamente se comprobará el correcto funcionamiento del sistema de dosificación de la alimentación.
 - Diariamente se comprobará que el reparto de la alimentación sobre el sustrato filtrante es uniforme y que no quedan zonas sin regar, pues ello influye muy negativamente en los rendimientos de depuración. Si se detectan obstrucciones en los sistemas de distribución de las aguas a tratar (aspersores, tuberías perforadas) se procederá a su eliminación, empleando los medios habilitados para ello.
 - Diariamente se vigilará la formación de encharcamientos permanentes sobre la superficie del sustrato filtrante, pues ello es un claro síntoma de colmatación del mismo.
 - Semanalmente se procederá al rastrillado de la superficie del Lombrifiltro para mejorar la permeabilidad del sustrato filtrante y eliminar las malas hierbas que hayan podido crecer.
 - Cada 12-18 meses se procederá a la retirada de la capa superior del Lombrifiltro y a la colocación de una nueva capa de virutas/aserrín

(Figura 7.106). En esta operación, para evitar que se extraigan muchas lombrices con el humus, se disminuye, previamente, el riego del sustrato filtrante, para que las lombrices se vayan hacia el fondo.

Figura 7.106. Retirada de la capa superior de un Lombrifiltro y aspecto del material humificado tras un periodo de maduración.



- La observación periódica de las lombrices permite estimar el correcto funcionamiento del Lombrifiltro. Las lombrices adultas deben presentar un color rojo brillante. Un color oscuro sin brillo será indicador de que la humedad del medio filtrante es muy baja. Por el contrario, un exceso de humedad en este medio dará lugar a que el cuerpo de las lombrices presente una consistencia mucho más blanda de lo habitual (Macchiavelli, 2007).

7.5.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Lombrifiltros, cabe destacar las siguientes:

- Bajos costos de operación y mantenimiento.
- Bajos requisitos de superficie, en comparación con otras tecnologías de carácter extensivo.
- Bajo consumo energético y sencillez operativa.

- 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.
- Bajos impactos ambientales.
- No se generan lodos en exceso, sino un humus, sólido, estabilizado y fácilmente manejable, con aplicación en agricultura
- Rápida puesta en operación, del orden de 2 semanas (*Macchiavelli, 2007*).

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Limitada experiencia contrastada en plantas monitorizadas, por lo que es necesario acudir a empresas especializadas a la hora de su diseño e implementación..
- Mayores requisitos de superficie que las tecnologías intensivas.
- Baja tolerancia a sobrecargas hidráulicas.
- Escasa capacidad para afrontar variaciones importantes de los caudales y cargas a tratar, al no contar con elementos de control sobre los que poder actuar. Es por ello, que es muy importante que los Lombrifiltros estén bien concebidos, diseñados y construidos.
- Los efluentes, al inicio de entrar en operación los Lombrifiltros, presentan una ligera coloración rojizo-amarillenta, consecuencia de los taninos presentes en la madera del sustrato orgánico, desapareciendo este color al consumirse el tanino, al cabo de unos meses (Figura 7.107).

Figura 107. Coloración de los efluentes de un Lombrifiltro debida a los taninos.



Referencias bibliográficas

Basaure, P. (1993). Manual de lombricultura. Chile.

BIDATEK. <https://www.bidatek.com/>

Bouché, M., Soto, P. (2004). An industrial use of soil animals for environment: the treatment of Organically Polluted Water by Lumbrifiltration. Montpellier (Francia).

Cárdenas, A. (2017). Diseño y modelización de un sistema de alimentación para Lombrifiltros. Tesis. Universidad Paraguayo Alemana. San Lorenzo (Paraguay).

Coca, S. (2008). Aplicación del lombrifiltro para el tratamiento de aguas residuales. Tesis Doctoral. Universidad Técnica de Oruro, Facultad Nacional de Ingeniería, Ingeniería Química.

Del Águila, P., Lugo, J., Vaca, R. (2011). Vermicomposting as a process to stabilize organic waste and sewage sludge as an application for soil. Tropical and Subtropical Agroecosystems.

GEMAT. <http://www.gemat.cl/sistema-toha.php>

Hernández, Y. (2005). Anteproyecto de construcción para aplicación de lombricultura al tratamiento de planta Llau-Llao de salmonera INVERTEC S.A. Tesis. Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Construcción Civil. (Valdivia, Chile).

Lombricultura Guadalajara (2017). <http://www.lombriculturagdl.com>

Macchiavelli, A. (2007). Aplicación de un Biofiltro Aéreo Dinámico en el tratamiento de aguas residuales domésticas. Proyecto de grado. Universidad Mayor de San Andrés. Facultad de Ingeniería Civil. La Paz (Bolivia).

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

Reyes, J. (2016). Determinación de la eficiencia del aserrín y la fibra de coco utilizados como empaque en Biofiltros, para el tratamiento de las aguas residuales. Enfoque UTE, 7(3).

Salazar, P. (2005). Sistema Tohá; una alternativa ecológica para el tratamiento de las aguas residuales en sectores rurales. Tesis para optar al título de Constructor Civil. Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Construcción Civil.

<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2005/bmfcis161s/doc/bmfcis161s.pdf>

7.6 Filtros Percoladores

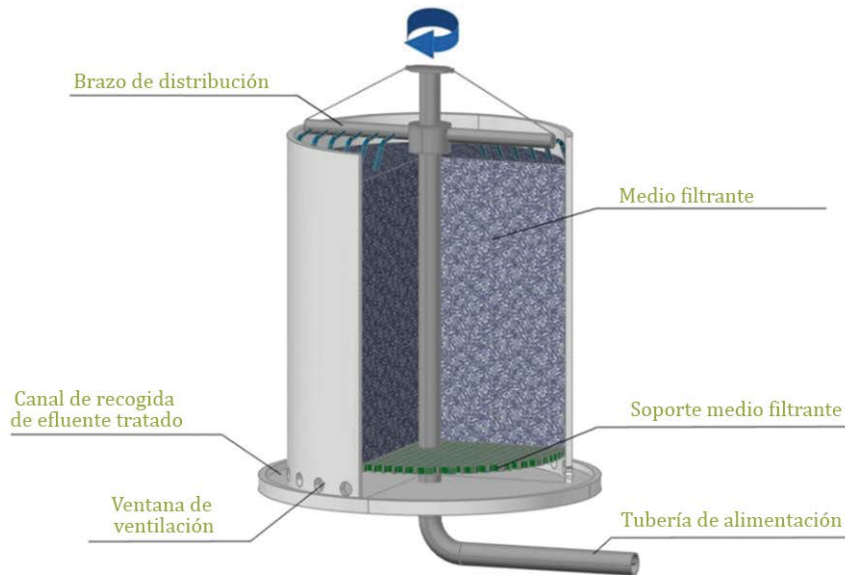
7.6.1 Fundamentos

La tecnología de tratamiento de las aguas residuales conocida como Filtros Percoladores se encuadra dentro de los procesos de biomasa fija (ver Capítulo 3) y básicamente consiste en el empleo de reactores, normalmente cilíndricos, rellenos de un material de soporte, sobre el que se fija la biomasa bacteriana responsable de los procesos de depuración, que transcurren principalmente vía aerobia.

Las aguas residuales a tratar (tras haber sido sometidas a etapas de pretratamiento y de tratamiento primario), alimentan al Filtro Percolador por arriba, desde

donde se distribuyen homogéneamente por la parte superior del soporte filtrante, al objeto de conseguir el máximo grado de mojado del mismo (Figura 7.108).

Figura 7.108. Esquema de un Filtro Percolador.



Las aguas percolan (de ahí el nombre de la tecnología) a través del material de soporte, abandonando el filtro por su parte inferior, desde donde son conducidas a una etapa de sedimentación secundaria, al objeto de separar las aguas tratadas de los lodos que se han ido generando en el proceso de depuración.

El oxígeno, necesario para que el filtro opere en condiciones aerobias, es suministrado a través de unas ventanas dispuestas en el fondo, bajo el material de soporte, por las que circulan corrientes de aire, gracias a un efecto chimenea.

La biopelícula, o biofilm, que se forma sobre la superficie del material de soporte va aumentando su espesor, hasta llegar a un valor límite, en el que se produce su desprendimiento, comenzando de nuevo su formación. Esta biomasa desprendida es la que se separa de las aguas tratadas, en la etapa de sedimentación secundaria, y constituye los lodos en exceso del proceso de tratamiento.

Figura 7.109. Filtro Percolador de la PTAR de El Abra, Sacaba (Bolivia).



El material de soporte juega un papel primordial en los Filtros Percoladores, pues sobre él se desarrolla la biopelícula. Este material debe:

- Permitir un buen contacto entre el agua a tratar y el aire circulante con la biomasa adherida a su superficie.
- Facilitar la evacuación de la biomasa (lodos) que se va desprendiendo periódicamente, para evitar su colmatación.

Las principales características de los materiales de soporte empleados en los Filtros Percoladores son:

- **Superficie específica (m^2/m^3):** determina el área externa del material de soporte por unidad de volumen. A mayor superficie específica, mayor capacidad para la fijación del biofilm y, por tanto, mayor capacidad de tratamiento del Filtro Percolador. Esta superficie debe ser superior a $40 m^2/m^3$ (WEF, 1992). Superficies específicas elevadas están más expuestas a colmatación.
- **Índice de huecos (%):** indica la fracción vacía del material de soporte en relación con el volumen total del mismo. A mayor índice de huecos, menor riesgo de colmatación de este material. Este índice debe ser

siempre superior al 50% y el tamaño de los huecos, o intersticios, nunca debe ser inferior a 1-1,5 cm.

- **Densidad (kg/m^3):** cuanto menor sea la densidad, se permitirán mayores alturas del material de soporte y, por tanto, menores necesidades de espacio y de obras de cimentación para la construcción del filtro.
- **Uniformidad:** la homogeneidad de tamaño y forma del material de soporte facilitan la circulación del agua y del aire a su través, minimizando el riesgo de su colmatación.
- **Resistencia mecánica y durabilidad:** el material de soporte debe permitir su transporte y colocación en el Filtro Percolador sin deteriorarse. Además, las capas inferiores del mismo deben soportar todo el peso de la columna de material, sin sufrir grandes deformaciones, que podrían originar problemas de colmatación.
- **Inercia química:** el material de soporte debe ser inerte frente a los componentes de las aguas residuales a tratar para evitar su degradación, lo que podría dar lugar a obstrucciones.

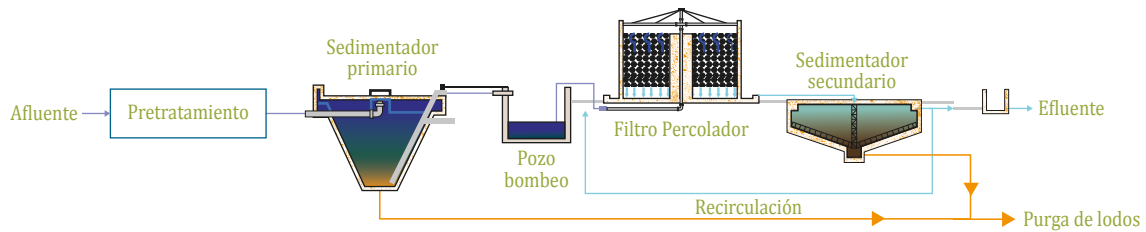
Se puede resumir, diciendo que el material de soporte ideal es el que presenta una elevada superficie específica, con un alto índice de huecos y con un costo reducido. La Figura 7.110 muestra los materiales de soporte más empleados en los Filtros Percoladores.

Figura 7.110. Materiales de soporte empleados en Filtros Percoladores: piedras y piezas plásticas, individuales y en módulos estructurados.



El diagrama de flujo habitual en el tratamiento mediante Filtros Percoladores se muestra en la Figura 7.111.

Figura 7.111. Diagrama de flujo clásico de una instalación de Filtros Percoladores.

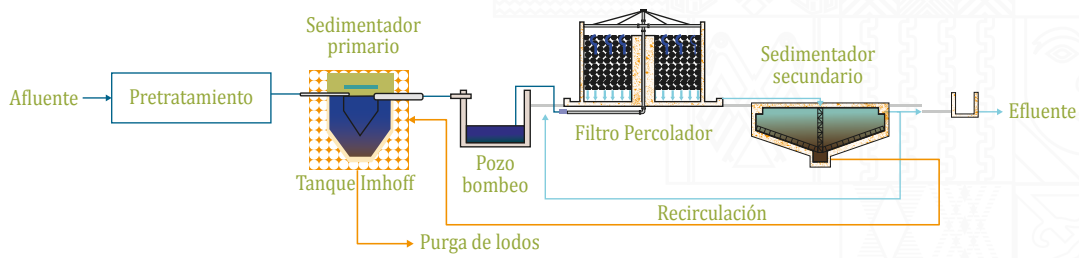


Como se observa, las aguas residuales tras su paso por el pretratamiento, alimentan una etapa de sedimentación primaria. La reducción de los sólidos en suspensión que llegan al filtro es un aspecto clave, para evitar problemas de obstrucciones en el sistema de reparto de las aguas afluentes sobre el material de soporte y en el propio material filtrante. Los efluentes de la etapa de sedimentación primaria se bombean para alimentar al Filtro Percolador por su parte superior y las aguas, a la salida del filtro, pasan a una etapa de sedimentación secundaria, antes de su vertido final.

Operando bajo este diagrama de flujo, el tratamiento mediante Filtros Percoladores genera lodos sin estabilizar en las dos sedimentaciones (primaria y secundaria), lodos que deben tratarse como paso previo a su disposición final.

Para solventar este inconveniente, y especialmente para rangos medios-bajos de población servida, se puede sustituir la etapa de sedimentación primaria por un Tanque Imhoff o RAFA. Esta disposición simplifica y abarata la gestión de los lodos en exceso, dado que los lodos del sedimentador secundario se conducen al Tanque Imhoff/RAFA, para lograr su estabilización vía anaerobia (Figura 7.112), lo que evita la extracción continua de estos subproductos de la PTAR.

Figura 7.112. Diagrama de flujo de un Filtro Percolador operando con un tanque Imhoff en cabecera.



7.6.2 Rendimientos

Para tener en cuenta la influencia de la temperatura en el rendimiento de los Filtros Percoladores, que recurren al empleo de materiales plásticos, puede hacerse uso de la siguiente expresión (Metcalf&Eddy, 2013):

$$C_e = \frac{C_{atp}}{(R + 1) e^{\left\{ \frac{k_{20} \cdot S_r \cdot h \cdot \theta^{(T-20)}}{[C_h (R + 1)]^n} \right\}} - R}$$

Donde:

C_e : concentración de DBO_5 del efluente del Filtro Percolador tras la etapa de sedimentación secundaria (g/m^3)

C_{atp} : concentración de DBO_5 del afluente al filtro, tras el tratamiento primario ($g\ DBO_5/m^3$)

R: tasa de recirculación (adimensional)

k_{20} : constante de tratabilidad del filtro a 20 °C ($(L/s)^{0.5}/m$)

S_r : superficie específica del material de soporte limpio (m^2/m^3)

h: altura del material de soporte (m)

θ : coeficiente de corrección de temperatura (1,035)

C_h : carga hidráulica basada en el caudal del efluente del tratamiento primario ($L/m^2/s$)

n: constante característica del material de soporte (adimensional)

El rendimiento en eliminación de DBO_5 que se alcanza en un Filtro Percolador viene dado por la expresión:

$$rDBO_5 = \frac{(C_a - C_e) \cdot 100}{C_a}$$

Donde:

$rDBO_5$: porcentaje de eliminación de DBO_5 (%)

C_a : concentración de DBO_5 en las aguas residuales afluentes ($g\ DBO_5/m^3$)

C_e : concentración de DBO_5 en las aguas residuales efluentes ($g\ DBO_5/m^3$)

Los rendimientos medios de eliminación, referidos a los efluentes del tratamiento primario, que se alcanzan en los Filtros Percoladores, son del orden de: sólidos en suspensión (70-85%), DBO_5 (80-85%), DQO (75-80%), N_T (20-35%), P_T (20-30%) y de una unidad logarítmica en el caso de los coliformes fecales.

A modo de ejemplo, el Filtro Percolador implantado en la PTAR de Puchukollo (Altiplano boliviano), operando con una carga volumétrica de $0,35\ kg\ DBO_5/m^3/d$, alcanza un rendimiento medio de eliminación de DBO_5 del 80%, empleando "sessil" como material de soporte (Figura 7.113).

Figura 7.113. Material de soporte "sessil" empleado en la PTAR de Puchukollo.



7.6.3 Producción de lodos

En lo referente a la producción de lodos en los Filtros Percoladores, se asume que esta es de 0,75 kg m.s./kg de DBO₅ eliminado (ATV-DVWK-A 281E, 2001).

7.6.4 Consumo de energía eléctrica

En función de que se recurra o no a recirculación, y al grado de la misma, así como de la topografía de la zona, que puede requerir la elevación de las aguas a tratar, el consumo de energía eléctrica en instalaciones de Filtros Percoladores puede estimarse en 0,6-0,9 kWh/kg de DBO₅ eliminado (MARM, 2010).

7.6.5 Dimensionamiento

7.6.5.1 Eliminación de la materia carbonada

Para el dimensionamiento de los Filtros Percoladores se siguen las recomendaciones de la norma ATV-DVWK-A 281E (2001), que recoge como principales parámetros:

- Carga volumétrica
- Tasa de recirculación
- Carga hidráulica a caudal medio y máximo
- Fuerza de lavado
- Altura del material de soporte

La *carga volumétrica* en los Filtros Percoladores viene definida por la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot C_{atp}}{V}$$

Donde:

C_v : carga volumétrica (kg DBO₅/m³/d). Los m³ hacen referencia al volumen del material de soporte.

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m³/d)

Catp: concentración de DBO₅ de las aguas afluentes al Filtro Percolador tras el tratamiento primario (kg DBO₅/m³).

V: volumen del material de soporte (m³)

En función de la carga volumétrica con la que operan, los Filtros Percoladores que habitualmente se emplean para el tratamiento de las aguas residuales urbanas, se pueden clasificar en:

- **Filtros Percoladores de baja carga:** operan con cargas volumétricas <0,4 kg DBO₅/m³/d (MARN, 2016), lo que disminuye el riesgo de colmatación del material de soporte, pudiendo generar efluentes nitrificados en mayor o en menos grado, dependiendo de la temperatura de operación y de la carga volumétrica aplicada. A más temperatura de trabajo y menor carga volumétrica, mayor es el grado de nitrificación que se alcanza.
- **Filtros Percoladores de media carga:** trabajan con cargas volumétricas de 0,4-0,8 kg DBO₅/m³/d (MARN, 2016). Al incrementarse la carga aplicada, la recirculación juega un papel importante para prever problemas de colmatación.

Para la determinación de la carga volumétrica con la que deben operar los Filtros Percoladores, la norma ATV-DVWK-A 281E aconseja que para los filtros que empleen como soporte materiales que presenten al menos 100 m²/m³ de superficie específica, se opere con cargas volumétricas ≤0,4 kg DBO₅/m³/d, indicándose que este valor debe ser contrastado con ensayos "in situ", o referencias de la zona en la que se vaya a implantar el filtro.

Debe hacerse constar que esta norma está redactada en Alemania, para una temperatura media de las aguas a tratar de 12 °C, en el mes más frío.

Para estimar la carga volumétrica a la temperatura de operación en cada zona ecológica contemplada en la guía, se ha hecho uso de la expresión:

$$C_{vc} = 0,4 \cdot \theta^{(T-12)}$$

Donde:

Cvc: carga volumétrica corregida por la temperatura (kg DBO₅/m³/d)

θ: coeficiente de corrección de temperatura (toma un valor de 1,035)

T: temperatura de operación (°C)

A partir de esta expresión y de MARN (2016) se ha confeccionado la Tabla 7.47, que muestra las cargas volumétricas estimadas para cada zona ecológica, para Filtros Percoladores que operen con materiales de soporte de piedras y con materiales plásticos.

Tabla 7.47. Cargas volumétricas estimadas para las diferentes zonas ecológicas, para la eliminación de la materia carbonada, para Filtros Percoladores con materiales de soporte de piedras y de materiales plásticos.

Zona ecológica	Carga volumétrica (kg DBO ₅ /m ³ /d)	
	Piedras	Plásticos
Altiplano	0,2 - 0,4	0,3 - 0,5
Valles	0,3 - 0,5	0,4 - 0,6
Llanos	0,5 - 0,7	0,7 - 0,9

La *tasa de recirculación* se define mediante la expresión:

$$T_r = \frac{Q_r}{Q}$$

Donde:

T_r: tasa de recirculación (adimensional)

Q_r: caudal de recirculación aplicado al filtro (m³/d)

Los efluentes se recirculan al Filtro Percolador para cumplir los siguientes objetivos:

- Lograr una distribución más uniforme de la alimentación sobre toda la superficie del material de soporte, al aumentar la carga hidráulica aplicada sobre el mismo.
- Evitar la aparición de zonas secas en el material de soporte.

- Lograr un caudal de percolación, lo suficientemente alto, para poder arrastrar las porciones de biopelícula desprendidas y evitar así la colmatación del material de soporte.
- Diluir la concentración contaminante del agua residual y evitar una DBO₅ en la alimentación al filtro percolador demasiado alta, que puede provocar problemas de colmatación.

La recirculación puede hacerse con las aguas que salen del filtro, o con las que salen del sedimentador secundario. En el primero de los casos no se afecta al comportamiento hidráulico del sedimentador (no siendo necesaria su ampliación), pero se corre el riesgo de colmatación del material de soporte, por la elevada concentración de materia en suspensión que presentan estas aguas, especialmente si se recurre al empleo de áridos como material de soporte. No obstante, se tienen experiencias en Filtros Percoladores operando en Navarra (España), en los que la recirculación se efectúa con aguas de la salida del filtro, sin que se produzcan problemas de obstrucciones en el material de soporte.

La norma ATV-DVWK- A 281E recomienda que el grado de recirculación sea suficiente para diluir la concentración de DBO₅ de las aguas que alimentan al filtro por debajo de 150 mg/L. De acuerdo con ello, la tasa de recirculación se determina haciendo uso de la expresión:

$$T_r \geq \frac{C_{atp}}{150} - 1$$

Donde:

C_{atp} : concentración de DBO₅ (mg/L) de los efluentes del tratamiento primario

La norma también especifica que en el caso de que la recirculación a aplicar sea excesivamente alta, se pueden adoptar valores de la concentración de las aguas que alimentan a los filtros (tras la incorporación de la corriente de recirculación), superiores a los 150 mg/L de DBO₅. De todas formas, se sugiere que el dimensionamiento no se realice nunca con concentraciones de entrada a los filtros superiores a 200 mg/L de DBO₅.

La *carga hidráulica a caudal medio* con la que operan los Filtros Percoladores viene dada por la expresión:

$$C_{hQmed} = \frac{Q_{med} \cdot (1 + T_r)}{S}$$

Donde:

C_{hQmed} : carga hidráulica a caudal medio (m/h)

Q_{med} : caudal medio (m³/h)

S: superficie de la sección transversal horizontal del Filtro Percolador (m²)

Se recomienda que la carga hidráulica a caudal medio se encuentre entre 0,04-0,2 m/h, en el caso de emplear piedras como material de soporte y para cargas volumétricas de 0,1-0,4 kg DBO₅/m³/d; y entre 0,4-1,2 m/h en el caso de recurrir a materiales de soporte de naturaleza plástica, con cargas volumétricas de 0,4-0,8 kg DBO₅/m³/d (MARN, 2016).

En el caso de Filtros Percoladores precedidos de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), se recomiendan cargas hidráulicas a caudal medio de 0,62-0,75 m/h, en el caso de emplear piedras como material de soporte y cargas volumétricas de 0,5-1,0 kg DBO₅/m³/d (von Sperling y Chernicharo, 2005).

La *carga hidráulica a caudal máximo* con la que operan los Filtros Percoladores viene dada por la expresión:

$$C_{hQmáx} = \frac{Q_{máx} + Q_r}{S}$$

Donde:

$C_{hQmáx}$: carga hidráulica a caudal máximo (m/h)

$Q_{máx}$: caudal máximo (m³/h)

Q_r : caudal de recirculación (m³/h)

Se recomienda que la carga hidráulica a caudal máximo sea <0,4 m/h y que las cargas volumétricas estén comprendidas entre 0,1-0,4 kg DBO₅/m³.d, en el caso de emplear piedras como material de soporte. En el caso de recurrir a materiales

de soporte de naturaleza plástica, la carga hidráulica a caudal máximo será <2,5 m/h y la cargas volumétricas de 0,4-0,8 kg DBO₅/m³.d (MARN, 2016).

Debe recalcar, que los valores establecidos de carga hidráulica (a caudales medio y máximo) sólo son válidos para los rangos de carga volumétrica que se especifican.

La *fuerza de lavado* viene definida por la expresión:

$$F_L = \frac{C_{hQ_{med}} \cdot 1.000}{a \cdot n}$$

Donde:

F_L : fuerza de lavado (mm)

$C_{hQ_{med}}$: carga hidráulica a caudal medio, incluyendo la recirculación (m/h)

a : número de rotaciones del sistema de distribución (h⁻¹). Se fijan intervalos de riego no superiores a 30 segundos y tiempos de menos de 5 minutos para un giro completo del sistema de distribución.

n : número de brazos del sistema de distribución

Se recomiendan valores de la fuerza de lavado de 4-8 mm, para asegurar un arrastre correcto de la biomasa que se va desprendiendo del material de soporte. Cuanto mayor sea la altura del material de soporte, mayor debe ser la fuerza de lavado para evitar colmataciones, como consecuencia del fuerte crecimiento del biofilm en la parte superior de este material.

En lo referente a la *altura del material de soporte*, esta varía según su naturaleza, siendo habitual que en el caso de rellenos de piedras esta altura oscile entre 2-3 m, mientras que los Filtros Percoladores con rellenos plásticos operan con alturas superiores, siendo habitual 3-5 m, aunque es posible encontrar Filtros Percoladores con rellenos plásticos con alturas mayores.

7.6.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

Si bien en los Filtros Percoladores dimensionados para la eliminación de la materia carbonada se logra una cierta eliminación de nitrógeno total, esta eliminación es baja (20-35%), por lo que si se requieren rendimientos más elevados, debe recurrirse a procesos concatenados de nitrificación-desnitrificación.

Nitrificación

Para el dimensionamiento de Filtros Percoladores en los que se pretenda la nitrificación, el volumen necesario del material de soporte se calcula de forma separada, para lograr la eliminación de la materia carbonada y la oxidación de las formas amoniacales. De forma que el volumen total del material de soporte necesario viene dado por (ATV-DVWK-A 281E):

$$V_{TS} = V_{SC} + V_{SN}$$

Donde:

V_{TS} : volumen total del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada y la nitrificación (m^3)

V_{SC} : volumen del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada (m^3)

V_{SN} : volumen del material de soporte para la nitrificación (m^3)

Como se vio con anterioridad, cuando se emplean materiales de soporte con una superficie específica de al menos $100 m^3/m^2$, la carga volumétrica recomendada para lograr la eliminación de la materia carbonada es $\leq 0,4 \text{ kg DBO}_5/m^3/d$, en climas fríos.

Para la nitrificación de las formas amoniacales, la norma ATV-DVWK-A 281E recomienda trabajar con cargas volumétricas de $NTK \leq 0,1 \text{ kg N}/m^3/d$.

No obstante, con aguas residuales domésticas suele ser práctica habitual dimensionar los Filtros Percoladores con nitrificación únicamente a partir de la carga volumétrica, adoptando valores más bajos de los necesarios para la eliminación de la materia carbonada. Por ejemplo, en Navarra (España), operando a una altitud de 500-1.000 m.s.n.m. y para una temperatura media del agua en el mes más frío de $6 \text{ }^\circ\text{C}$, para lograr la nitrificación se dimensionan los Filtros Percoladores con cargas volumétricas de $0,125 \text{ kg DBO}_5/m^3/d$. A partir de ese dato, se han estimado las cargas volumétricas a emplear en las distintas zona ecológicas cuando se desea nitrificar (Tabla 7.48).

Tabla 7.48. Cargas volumétricas estimadas para las diferentes zonas ecológicas, para la nitrificación en Filtros Percoladores que emplean piedras y plásticos como materiales de soporte.

Zona ecológica	Carga volumétrica (kg DBO ₅ /m ³ /d)
Altiplano	0,10 - 0,15
Valles	0,15 - 0,20
Llanos	0,20 - 0,25

Desnitrificación

Para la desnitrificación en Filtros Percoladores puede recurrirse a:

- La desnitrificación simultánea en el propio Filtro Percolador, mediante la recirculación de las aguas nitrificadas a la salida de filtro. El proceso de desnitrificación se lleva a cabo gracias a la generación de una biopelícula, lo suficientemente gruesa, para que a su parte interna llegue más fácilmente (por mecanismos de difusión) los nitratos que el oxígeno.

El control de este proceso de desnitrificación es muy complejo, no aconsejándose que la recirculación se haga a la salida del sedimentador secundario, para evitar que en este se produzcan procesos de desnitrificación, que empeorarían la decantación de la materia particulada.

Para lograr la desnitrificación en el propio Filtro Percolador se precisa disminuir la entrada de aire al mismo, lo que puede conseguirse limitando la ventilación a través de las ventanas inferiores, disminuyendo la superficie de las mismas.

- El empleo de reactores anóxicos (tanto de biomasa fija, como en suspensión), situados por delante del Filtro Percolador y a los que se recirculan los efluentes nitrificados de la salida del filtro.

En este caso, la desnitrificación puede lograrse recirculando las aguas nitrificadas desde la salida del Filtro Percolador al sedimentador primario, Tanque Imhoff o RAFA, situados en cabecera del tratamiento, donde se cuenta con el aporte necesario de carbono asimilable.

En lo referente a la carga hidráulica a aplicar, esta debe mantenerse en ≤ 3 m/h y la tasa de recirculación no debe exceder de 3 (ATV-DVWK-A 281).

Esta opción de desnitrificación presenta las desventajas de que, al requerirse altas tasas de recirculación, deben sobredimensionarse los tratamientos primario, y de que se incrementa notablemente el consumo energético por las altas necesidades de bombeo.

- El empleo de reactores anóxicos (tanto de biomasa fija como en suspensión), ubicados a salida del Filtro Percolador, y a los que se les adiciona una fuente externa de carbono, generalmente metanol.

7.6.5.3 Eliminación del fósforo

La eliminación de fósforo en los Filtros Percoladores es baja (20-30%), encontrándose el fósforo eliminado, principalmente, en los lodos en exceso generados en los procesos de depuración biológica.

Si se precisan rendimientos más elevados de eliminación de fósforo, se recomienda la aplicación de tratamientos fisicoquímicos, recurriendo a la adición de sales de hierro o de aluminio (ver Capítulo 8), a la salida de los filtros y antes de la sedimentación secundaria. Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

7.6.5.4 Dimensionamiento de la sedimentación secundaria

Tras los Filtros Percoladores se implantan sedimentadores secundarios, tanto estáticos como dinámicos. Los parámetros a tener en cuenta para el dimensionamiento de ambos tipos de sedimentadores son:

- La carga hidráulica a caudal máximo
- El tiempo de retención hidráulica (TRH) a caudal máximo
- La carga sobre vertedero a caudal máximo
- La profundidad útil (calado bajo el vertedero)

La carga hidráulica (conocida también como velocidad ascensional), a caudal máximo se determina mediante la expresión:

$$C_{hQ_{m\acute{a}x}} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{S}$$

Donde:

$C_{hQ_{m\acute{a}x}}$: carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$, m/h)

$Q_{m\acute{a}x}$: caudal máximo horario de las aguas a tratar (m^3/h)

S: superficie transversal del sedimentador (m^2)

Se aconsejan valores de carga hidráulica a caudal máximo de $\leq 1 m/h$ (Ortega, 2018).

El tiempo de retención hidráulica (TRH) a caudal máximo se determina haciendo uso de la expresión:

$$TRH_{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{V}{Q_{m\acute{a}x}}$$

Donde:

$TRH_{Q_{m\acute{a}x}}$: tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (h)

V: volumen del sedimentador (m^3)

Se aconsejan valores de TRH a caudal máximo de $\geq 2 h$ (Ortega, 2018).

La carga sobre vertedero a caudal máximo hace referencia al caudal efluente del sedimentador por metro lineal de longitud del vertedero de salida y se determina mediante la expresión:

$$C_v = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{L}$$

Donde:

C_v : carga sobre vertedero caudal máximo ($m^3/m/h$)

$Q_{m\acute{a}x}$: caudal máximo (m^3/h)

L: longitud del vertedero (m)

Se aconsejan valores de carga sobre el vertedero a caudal máximo de 8-12 m³/m/h (Ortega, 2018).

Por último, la *profundidad útil* (calado bajo vertedero) de los sedimentadores secundarios se relaciona con su diámetro, aconsejándose valores de 3,30-4,50 m.

7.6.5.5 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento del tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante el uso de Filtros Percoladores.

1.- Determinación del volumen necesario del material de soporte

Para la determinación del volumen del material de soporte de los Filtros Percoladores se hace uso de la carga volumétrica seleccionada en función del tipo de este material y de la zona ecológica de intervención (Tabla 7.47). Este volumen viene dado por:

$$V = \frac{Q \cdot C_{atp}}{C_v}$$

2.- Determinación de la superficie de la sección transversal del Filtro Percolador

Fijada la altura del material de soporte, en función de su naturaleza (piedras o plástico), la superficie de la sección transversal horizontal del filtro viene dada por:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

h: altura del material de soporte (m)

3.- Determinación de la tasa de recirculación

En función de la concentración de las aguas afluentes al Filtro Percolador, la tasa de recirculación se calcula mediante la expresión:

$$T_r \geq \frac{C_{atp}}{150} - 1$$

4.- Comprobación de los valores recomendados de carga hidráulica en el Filtro Percolador

Para la superficie obtenida, debe comprobarse que, en la medida de lo posible, se cumplen los valores recomendados de carga hidráulica, tanto a caudal medio como máximo. De no ser así, se modificará la altura del material de soporte, o la tasa de recirculación. Si se modifica la tasa de recirculación, debe asegurarse que la concentración de DBO_5 de entrada al filtro es siempre inferior a 200 mg/L.

5.- Determinación de la fuerza de lavado

Cuando se opte por sistemas de reparto móviles, a partir de la velocidad de giro (rpm) y del número de brazos definidos, se determinará la fuerza de lavado haciendo uso de la expresión:

$$F_L = \frac{C_{hQmed} \cdot 1.000}{a \cdot n}$$

y se comprobará que el valor obtenido concuerda con los valores recomendados.

6.- Dimensionamiento del sedimentador secundario

A partir del valor recomendado de la carga hidráulica a caudal máximo, se determina la superficie del sedimentador secundario mediante la expresión:

$$S = \frac{Q_{Máx}}{C_{hQMáx}}$$

A partir de la superficie calculada y de la profundidad definida del sedimentador secundario, se procederá a determinar su volumen útil, con el que se procederá al cálculo del tiempo de retención hidráulica a caudal máximo, haciendo uso de la expresión:

$$TRH_{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{V}{Q_{m\acute{a}x}}$$

comprobándose que el TRH obtenido cumple con las especificaciones establecidas.

Por último, se procederá a determinar el valor de la caga sobre el vertedero, empleando para ello la expresión:

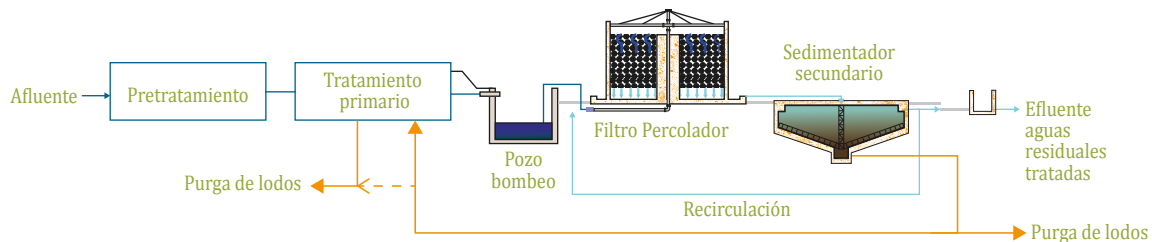
$$C_v = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{L}$$

y se comprobará que el valor obtenido cumple con lo recomendado.

7.6.6 Líneas de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.3.1 de la presente guía, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Filtros Percoladores, en base a la que se desarrollan los dimensionamientos básicos, es la siguiente (Figura 7.114):

Figura 7.114. Línea de tratamiento propuesta para los Filtros Percoladores.



Esta línea tiene dos versiones:

- **Línea de tratamiento I:** se aplica en la zona ecológica del Altiplano y en ella el tratamiento primario por debajo de los 20.000 habitantes servidos está constituido por un Tanque Imhoff, y por encima de esta población por un Sedimentador Primario. En el primero de los casos, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria, se envían al Tanque Imhoff para su estabilización vía anaerobia. En el segundo caso, los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se estabilizan en frío en lagunas anaerobias.
- **Línea de tratamiento II:** se aplica en las zonas ecológicas de Valles y Llanos, y en ella el tratamiento primario está constituido por un RAFA, al que se envían, para su estabilización, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria.

7.6.6.1 Características de la línea de tratamiento I

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener en la línea de tratamiento I se muestran en la tabla adjunta (*MARM 2010; MARN 2016*).

Tabla 7.49. Rendimientos de la línea de tratamiento I.

	Tratamiento primario	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	55 - 65	85 - 95
DBO ₅ (%)	25 - 35	85 - 90
DQO (%)	25 - 30	80 - 85
N _T (%)	-	20 - 35 ¹
P _T (%)	-	20 - 30
Coliformes fecales (u. log.)	-	1

¹ Cuando se diseña específicamente para eliminar nitrógeno, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 60-65%.

Influencia de la climatología y la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Filtros Percoladores, disminuyendo los rendimientos de eliminación de los contaminantes conforme desciende este parámetro.

Además, para que la ventilación del filtro opere correctamente, se precisa que en su interior la diferencia de temperaturas aire/agua sea al menos de 2 °C, siendo la diferencia óptima de 6 °C.

En lo referente a la influencia de la altitud sobre el comportamiento de esta línea de tratamiento, no se cuenta con la información contrastada suficiente para poder determinar cómo influyen las diferentes presiones parciales de oxígeno en los rendimientos que se dan en las distintas zonas ecológicas bolivianas, especialmente en el Altiplano.

Adaptación a la zona ecológica

La tecnología de Filtros Percoladores se encuentra ampliamente implantada a nivel mundial, operando correctamente en zonas con temperaturas similares a las que se dan en las diferentes zonas ecológicas contempladas en la guía.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Al basarse la tecnología de Filtros Percoladores en procesos de biomasa fija, presenta una buena capacidad para soportar tóxicos eventuales y puntas de caudal y carga, aunque en estas circunstancias los rendimientos sean más bajos. En general, no existen problemas de arrastre de biopelícula con puntas de caudal de hasta tres veces el caudal medio.

También, por el hecho de operar con este tipo de procesos, los Filtros Percoladores trabajan bien con aguas residuales diluidas, lo que no ocurre con las diferentes modalidades de Lodos Activados (por ejemplo, Aireación Extendida), que se basan en procesos de biomasa en suspensión.

Al disponer de pocas variables de control sobre las que actuar, frente a condiciones de operación diferentes a las consideradas en el dimensionamiento inicial, en comparación con los procesos de Lodos Activados, operar cerca de

los parámetros de dimensionamiento es fundamental, para conseguir buenos rendimientos con este tipo de tecnología.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento los lodos se generan tanto en el tratamiento primario (Tanques Imhoff por debajo de los 20.000 habitantes y Sedimentadores Primarios para las poblaciones mayores), como en los propios Filtros Percoladores.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en el Tanque Imhoff, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en los Sedimentadores Primarios, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 63% y que los lodos presentan una concentración final del 4%.

A las cantidades generadas de lodos en los Tanques Imhoff y Sedimentadores Primarios se ha sumado la que se extraen periódicamente de los sedimentadores secundarios, asumiendo: un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los tratamientos primarios del 30%; una producción de lodos en los Filtros Percoladores de 0,75 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los Filtros Percoladores del 82,5% y que los lodos tienen un porcentaje de materia volátil del 65%, que se reduce un 40% en los Tanques Imhoff y lagunas anaerobias, a los que se envían para su estabilización. Los lodos estabilizados que se extraen de los Tanques Imhoff y de las lagunas anaerobias presentan concentraciones del 5 y 3%, respectivamente.

Con todo ello, se ha obtenido la Tabla 7.50, que presenta la producción de lodos en la línea I.

Tabla 7.50. Generación de lodos de la línea de tratamiento I.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	g m.s./hab/d	18,5	23,7	26,6	31,1	33,5	38,1
	%	5	5	5	5	3	3
	L/hab/d	0,37	0,47	0,53	0,62	1,12	1,27

Como se ha comentado, por debajo de los 20.000 habitantes los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se envían a los Tanques Imhoff, mientras que para poblaciones mayores estos lodos se envían a lagunas anaerobias, para su estabilización en frío.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

La complejidad de estas labores dependerá del grado de equipamiento electromecánico con el que cuente la línea de tratamiento, dado que este condicionará las necesidades de los mantenimientos preventivos y correctivos de los equipos y, por tanto, la necesidad de contar con operadores más o menos cualificados y en mayor o menor cantidad.

Si bien, lo habitual es que los Filtros Percoladores cuenten con un importante equipamiento electromecánico (bombas para la alimentación a los filtros, recirculación y extracción de los lodos en exceso; accionamiento de los brazos distribuidores de la alimentación a los filtros; motores para el accionamiento de las rasquetas de fondo y de superficie de los sedimentadores dinámicos), en determinados contextos en los que no se precisa la recirculación, la distribución de la alimentación es fija, no se precisa bombear las aguas a la parte superior de los filtros (por permitir la topografía de zona operar por gravedad) y se opera con sedimentadores estáticos, la línea de tratamiento propuesta podría operar sin ningún equipo electromecánico.

Impactos medioambientales

En los tratamientos primarios (Sedimentadores Primarios y Tanques Imhoff), que preceden a los Filtros Percoladores, se pueden generar malos olores. La generación de estos olores en el caso de los sedimentadores primarios viene motivada, principalmente, por una mala gestión de la extracción de los lodos decantados y, en el caso de los Tanques Imhoff por los gases que se generan en los procesos anaerobios que tiene lugar en la zona de digestión, cuando

estos gases escapan libremente a la atmósfera. En este último caso, también se emitirá a la atmósfera metano, gas con alto potencial de efecto invernadero.

También se pueden generar malos olores en los Filtros Percoladores en aquellos casos en los que se produce la colmatación del material de soporte, lo que da lugar a encharcamientos y a la instauración de condiciones de anaerobiosis, como consecuencia de la interrupción de las corrientes de aire. Estos encharcamientos pueden provocar también la aparición de moscas.

La generación de impactos sonoros viene relacionada con el funcionamiento de los equipos de bombeo/recirculación, y son más importantes cuanto mayor es la potencia instalada de estos equipos. No obstante, este impacto suele ser bajo, y puede minimizarse recurriendo a la insonorización de estos elementos.

Esta tecnología ejerce un fuerte impacto negativo visual sobre el paisaje, debido a la altura (hasta 4-6 m) de los filtros, dado que no pueden enterrarse, puesto que ello dificulta la aireación por el efecto chimenea.

Como en cualquier otra tecnología, por deficiencias constructivas o por el deterioro de las instalaciones, se corre el riesgo de infiltraciones de aguas de mala calidad que pueden provocar la contaminación de las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una línea de tratamiento de carácter intensivo, precisa poca superficie para su implementación, por lo que las características de los posibles terrenos disponibles ejercen una menor influencia sobre su selección. No obstante, deben primarse los terrenos fáciles de excavar, con un nivel freático no somero, buena capacidad portante y que permitan que, en la mayor parte del proceso de tratamiento, las aguas a tratar discurren por gravedad, para obviar bombeos, con el consiguiente ahorro en los costos de construcción y, especialmente, en los de operación.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejillas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso

respectivamente, dispuestas en serie, a las que siguen un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejillas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 1 cm, dispuestas en serie, y con una rejilla de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.

- Tratamiento primario: por debajo de los 20.000 habitantes se hace uso de Tanques Imhoff, por encima de esta población se emplean Sedimentadores Primarios. En el caso de los Tanques Imhoff se recurre a la construcción de una única unidad para todas las poblaciones consideradas. Cuando se recurre a Sedimentadores Primarios, por debajo de los 20.000 habitantes se implanta un solo sedimentador y dos en paralelo para poblaciones mayores.
- Filtros Percoladores: se considera tanto el uso de material de soporte a base de áridos, como el empleo de materiales plásticos, habiéndose adoptado para el dimensionamiento básico las siguientes cargas volumétricas:
 - Material de soporte de piedra: $0,3 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{d}$.
 - Material de soporte de plástico: $0,4 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{d}$.
- En función del tamaño de la población tratada, el número de Filtros Percoladores, dispuestos en paralelo, que se implantan es: por debajo de los 5.000 habitantes un único filtro, para 10.000 y 20.000 habitantes dos filtros y para 50.000 habitantes 4 filtros.
- La altura del material soporte es de 4 m en el caso de materiales plásticos y de 2,5 m en el caso de los áridos.
- El accionamiento de los brazos de distribución es hidráulico.
- La tasa de recirculación se ha determinado en función de las concentraciones de las aguas residuales y de los tamaños de la población servida, y con el objetivo de cumplir que las aguas que alimentan al Filtro Percolador, una vez incorporada la corriente de recirculación, presenten una concentración de DBO_5 adecuada para el proceso. La

Tabla 7.51 muestra las tasas de recirculación que se han utilizado en los dimensionamientos básicos.

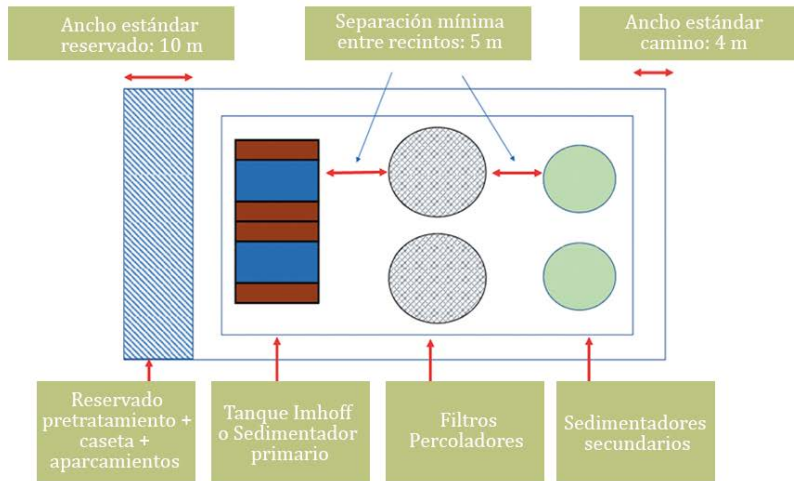
Tabla 7.51. Tasas de recirculación para la zona ecológica del Altiplano y los diferentes tamaños de población.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	1,5	1,5	1,3	1,3	1,6	1,1

Nota: en los casos en los que las aguas tras el Tratamiento Primario presentan concentraciones superiores a 400 mg/L, se ha determinado la tasa de recirculación para que la alimentación al filtro no supere los 200 mg/L de DBO₅. Para concentraciones inferiores, se ha determinado la tasa de recirculación para que la alimentación al filtro no supere los 150 mg/L de DBO₅.

- Para estas tasas de recirculación, las cargas hidráulicas a caudal medio para los Filtros Percoladores con material de soporte plástico, se mantienen en valores aproximados de 0,4 m/h y de 0,2 m/h en el caso de los soportes de piedras.
- Se emplean sedimentadores secundarios dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie. Por debajo de los 20.000 habitantes se implanta un solo sedimentador y dos en paralelo para poblaciones mayores.
- No se tienen en cuenta los requisitos de superficie para el tratamiento de los lodos en exceso, ni para la desinfección de los efluentes. Estos requisitos se establecen en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos integrantes de la línea de tratamiento obedece a la configuración siguiente:

Figura 7.115. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para esta línea de tratamiento para los tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento ($m^3/m^3/d$) y carga tratada ($m^2/kg DBO_5/d$), tanto para los materiales de soporte de naturaleza plástica, como para los de piedras.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los requisitos de superficie se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.116. Requisitos de superficie por habitante servido.

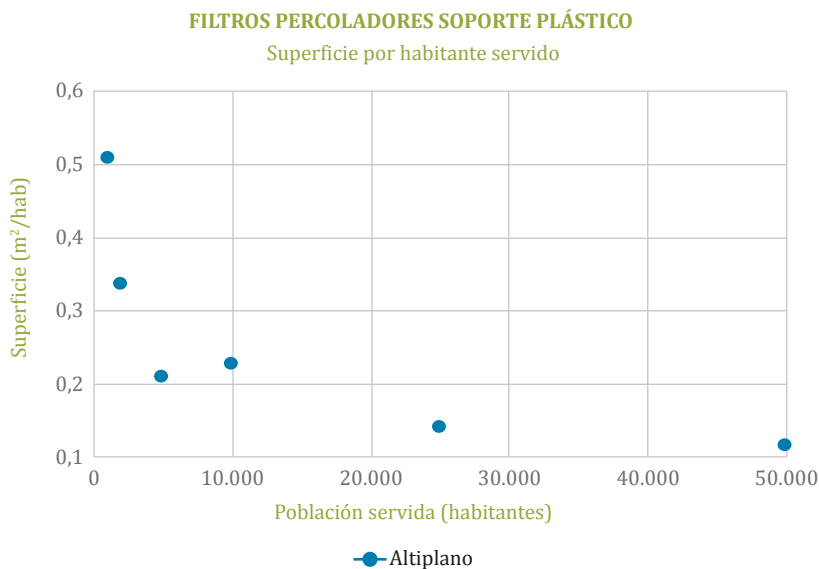


Figura 7.117. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

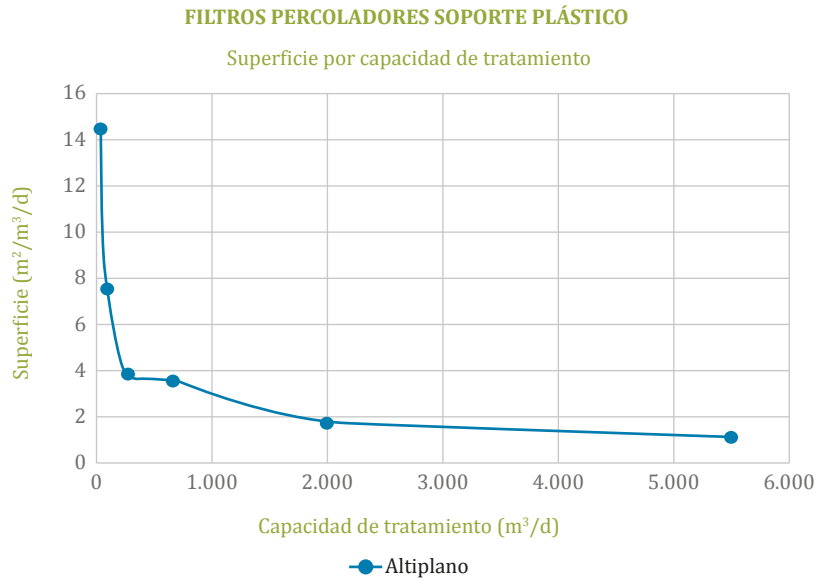
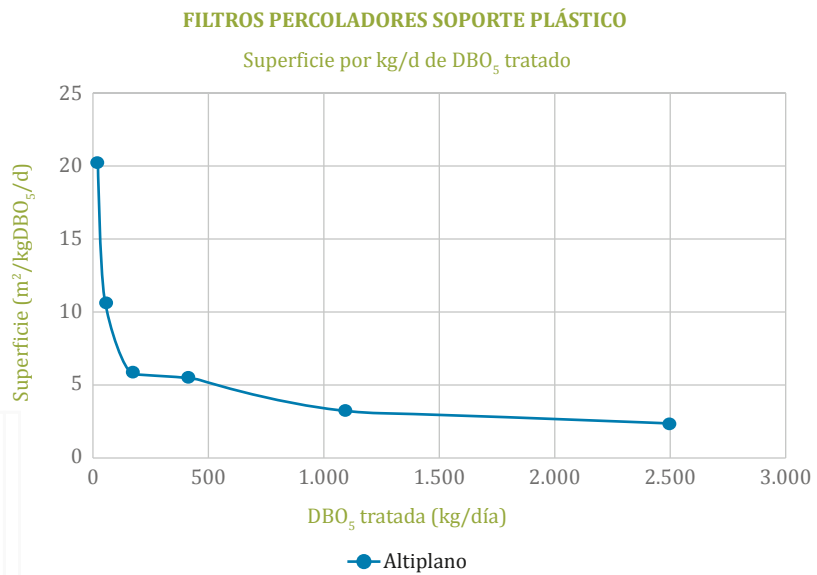


Figura 7.118. Requisitos de superficie por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En estas estimaciones se observa una discrepancia en la superficie requerida para 10.000 habitantes, que viene motivada por pasar a operar con dos líneas de tratamiento en paralelo, en lugar de una sola. En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.116 se han desglosado en la Tabla 7.52 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento I, ocupan las superficies del tratamiento primario, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.52. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento I (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el tratamiento primario/Filtros Percoladores/sedimentadores secundarios					
Altiplano	1/3/1	2/5/1	3/10/2	3/13/2	3/20/6	5/31/9

Se observa que de los tres elementos considerados de la línea de tratamiento, los Filtros Percoladores son los que ocupan un mayor porcentaje de la superficie total de la instalación de depuración, porcentaje que se incrementa al aumentar el tamaño de la población considerada.

Para pequeñas poblaciones los porcentajes de superficie ocupados por el tratamiento primario y los sedimentadores secundarios son similares, pero a partir de 20.000 habitantes (cuando se emplean como tratamientos primarios sedimentadores), los porcentajes de superficie ocupada por la sedimentación secundaria se incrementan.

A continuación se analizan los requisitos de superficie de los Filtros Percoladores que recurren al empleo de soportes de piedras.

Figura 7.119. Requisitos de superficie por habitante servido.

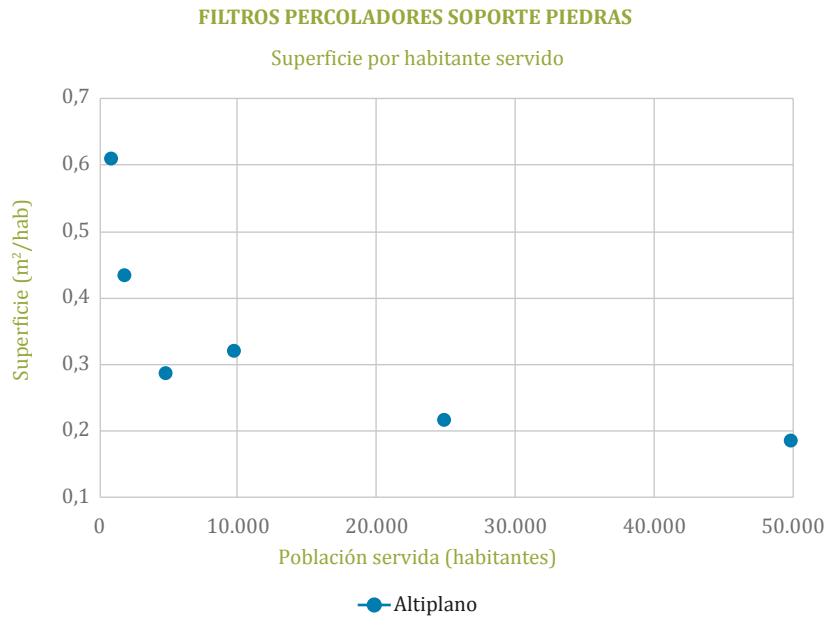


Figura 7.120. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

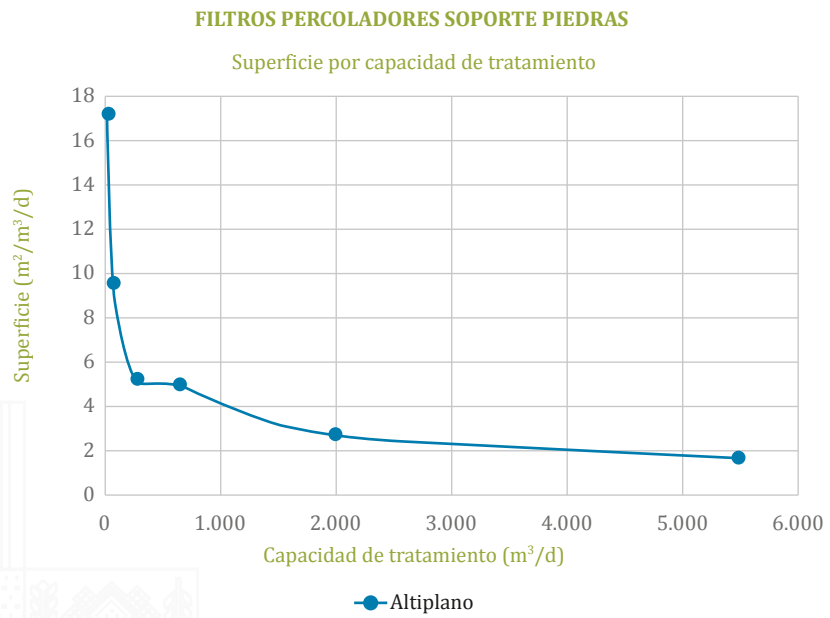
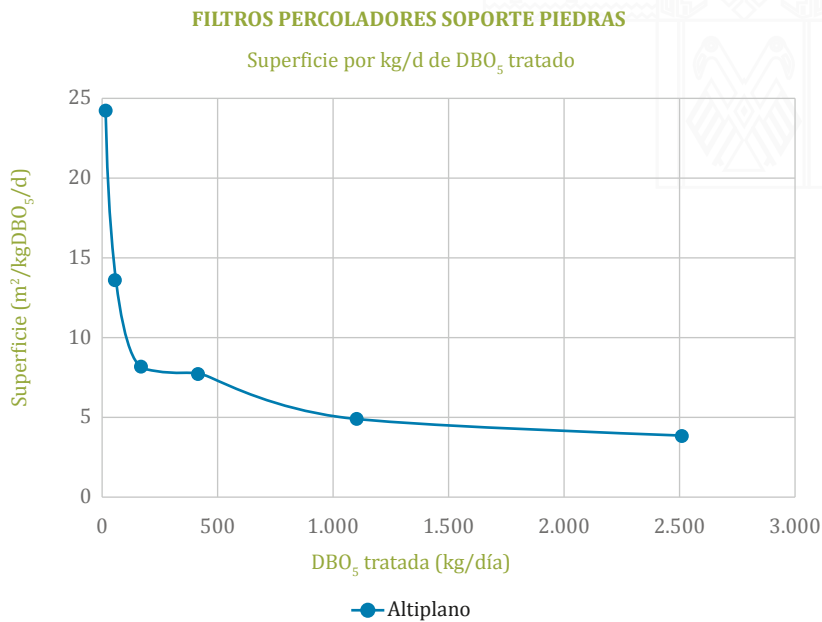


Figura 7.121. Requisitos de superficie por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En este caso se observan de nuevo discrepancias en la superficie requerida para 10.000 habitantes y para las correspondientes capacidades de tratamiento y carga tratada, que vienen motivadas por operar, en estas circunstancias, con dos líneas de tratamiento en paralelo.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.119 se han desglosado en la Tabla 7.53 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del tratamiento primario, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.53. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento I (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el Tratamiento Primario/Filtros Percoladores/sedimentadores secundarios					
Altiplano	1/5/1	1/9/1	2/15/1	2/18/2	2/27/4	3/39/5

Como en el caso del empleo de los materiales plásticos, cuando se recurre al uso áridos como material de soporte, los Filtros Percoladores son los elementos de la línea de tratamiento que más superficie ocupan, en comparación con los otros elementos considerados, siendo este porcentaje mayor que el caso de los plásticos.

Para pequeñas poblaciones los porcentajes de superficie ocupados por el tratamiento primario y los sedimentadores secundarios son similares, pero a partir de 20.000 habitantes (cuando se emplea como tratamientos primarios sedimentadores), los porcentajes ocupados por la sedimentación secundaria se incrementan.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamientos básicos realizados, conforme a las bases de partida especificadas en los apartados 5.5.5.1 y 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes, que representan, para zona ecológica del Altiplano y para los tamaños de población considerados, los costos de implantación de la línea de tratamiento por habitante servido, capacidad de tratamiento (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d), tanto para materiales de soporte de naturaleza plástica, como para los áridos. En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, costos de implantación son los siguientes:

Figura 7.122. Costos de construcción por habitantes servidos.

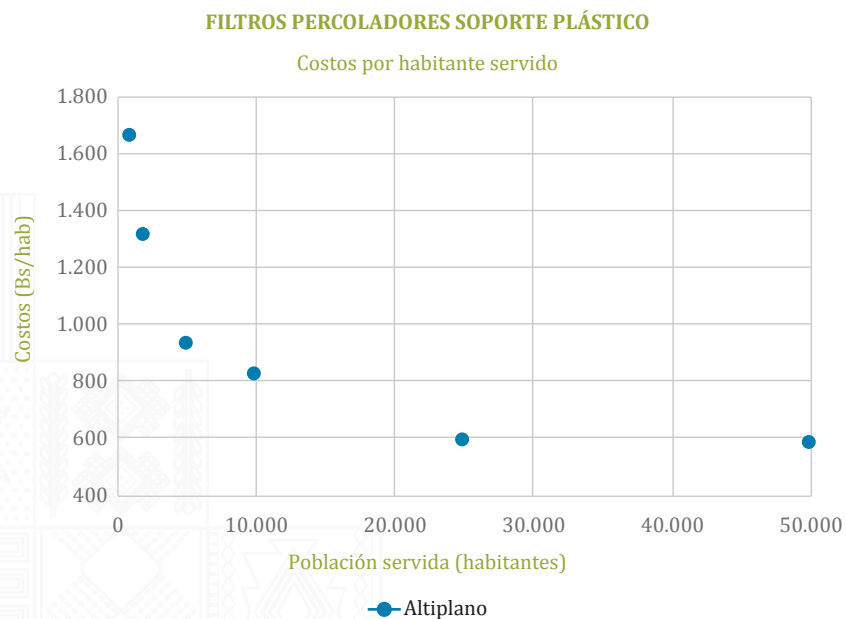


Figura 7.123. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

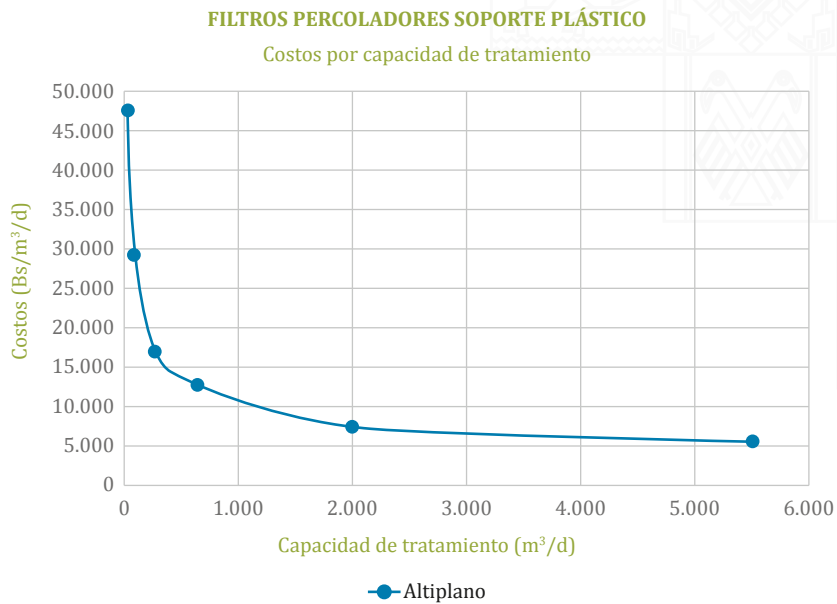
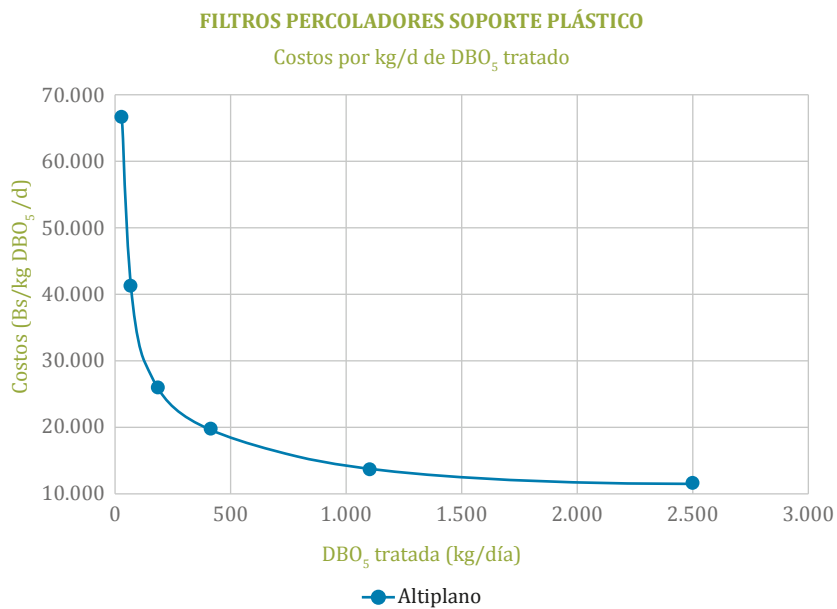


Figura 7.124. Costos de construcción por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



Para una mejor comprensión de la Figura 7.122, se han desglosado en la Tabla 7.54 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, arquetas, etc.), se estiman en

un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, tratamiento primario, Filtros Percoladores, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.54. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento I (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Pretratamiento	5	3	2	1	8	5
Tratamiento primario	25	29	28	24	9	8
Filtros Percoladores	28	30	34	43	49	55
Sedimentadores secundarios	11	10	9	8	11	10
Caseta de servicios	6	4	4	2	2	1
Caminos perimetrales	3	2	2	1	1	1
Cerramiento	1	1	1	0,5	0,3	0,2

Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Filtros Percoladores, tratamientos primarios y sedimentadores secundarios, en ese orden.
- El porcentaje del costo de los Filtros Percoladores se incrementa con el tamaño de la población tratada.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de piedra, los costos de construcción son los siguientes:

Figura 7.125. Costos de construcción por habitantes servidos.

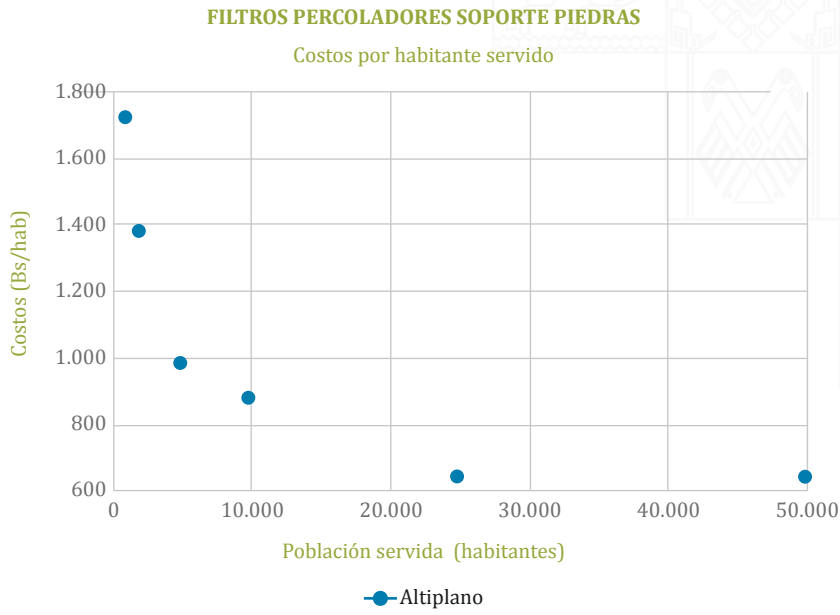


Figura 7.126. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

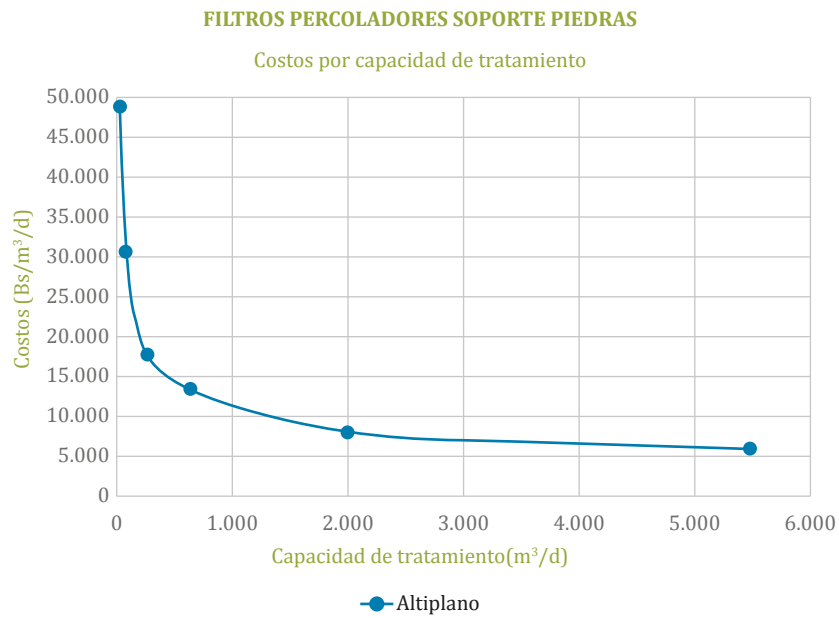
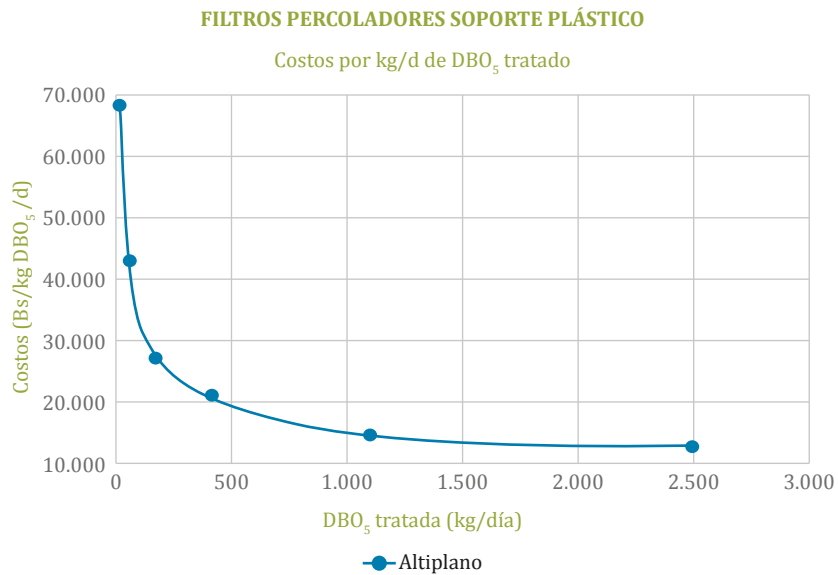


Figura 7.127. Costos de construcción por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.125, se han desglosado en la Tabla 7.55 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, caseta de servicio, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, tratamiento primario, Filtros Percoladores, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.55. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento I (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Pretratamiento	5	3	2	1	7	5
Tratamiento primario	24	28	27	22	8	7
Filtros Percoladores	29	32	36	45	51	57
Sedimentadores secundarios	11	10	9	8	10	9
Caseta de servicios	6	4	4	2	2	1
Caminos perimetrales	3	2	2	1	0,9	0,6
Cerramiento	1	1	1	1	0,4	0,3

Se observa que:

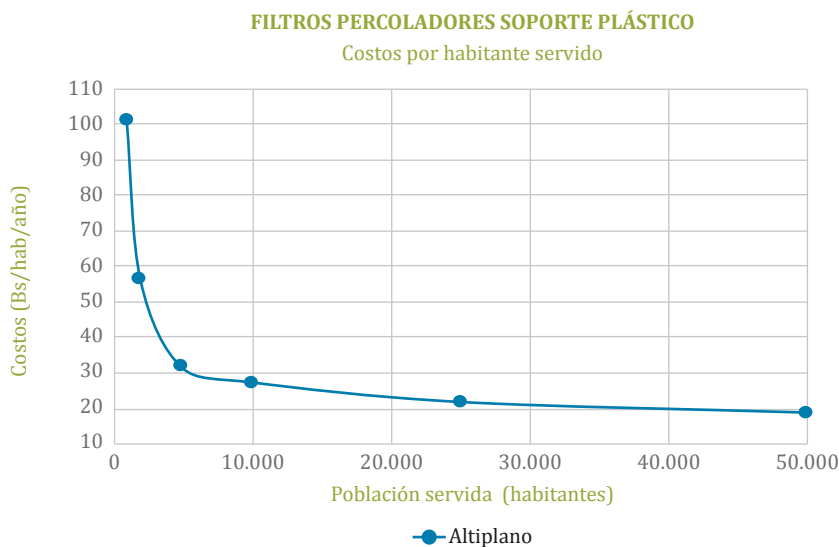
- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Filtros Percoladores.
- El porcentaje del costo de los Filtros Percoladores se incrementan con el tamaño de la población tratada.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3., se han confeccionado las siguientes curvas, que representan para zona ecológica del Altiplano y para los tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año), tanto para soportes de naturaleza plástica, como para soportes de piedras.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los costos de operación y mantenimiento son los siguientes:

Figura 7.128. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Para una mejor comprensión de esta figura, se han desglosado en la Tabla 7.56 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento I, empleando plástico como material de soporte.

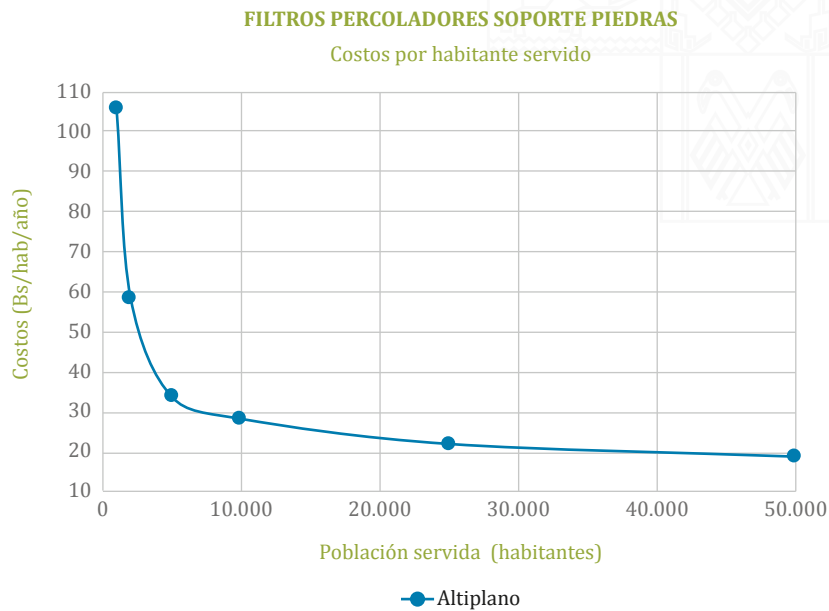
Tabla 7.56. Porcentajes de las diferentes partidas referidas al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento I (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal (%)	70,7	63,7	50,5	51,2	33,9	21,5
Energía (%)	3,5	5,0	7,8	9,4	22,1	29,0
Mantenimiento y operación (%)	12,9	17,9	22,1	23,6	29,3	30,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,3	3,0	6,1	8,1	10,9	14,4
Control analítico (%)	11,6	10,4	13,5	7,8	3,9	4,3

Se observa que a medida que crece la población servida disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de piedras, los costos de operación y mantenimiento son los siguientes:

Figura 7.129. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida. Para una mejor comprensión de la Figura 7.129, se han desglosado en la Tabla 7.57 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento I, empleando piedras como material de soporte.

Tabla 7.57. Porcentajes de las diferentes partidas referidas al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento I (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal (%)	67,9	61,0	47,5	50,0	34,2	21,9
Energía (%)	3,2	4,2	6,2	7,6	19,7	25,5
Mantenimiento y operación (%)	16,6	21,9	27,9	26,8	31,2	33,6
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,3	2,9	5,7	8,0	11,0	14,7
Control analítico (%)	11,1	10,0	12,7	7,6	3,9	4,4

Al igual que en el caso de los materiales de soporte plásticos, se observa que a medida que crece la población servida disminuyen, en general, los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mante-

nimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.6.6.2 Características de la línea de tratamiento II

Lo que se ha expuesto para los Filtros Percoladores en la línea I también es válido para esta línea de tratamiento, por lo que en este apartado se hace una mayor incidencia en lo que concierne a las características de los RAFA.

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener con la línea de tratamiento II se muestran en la tabla adjunta.

Tabla 7.58. Rendimientos de la línea de tratamiento II.

	RAFA	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	50 - 70	85 - 95
DBO ₅ (%)	70 - 80	85 - 90
DQO (%)	60 - 70	80 - 85
N _T (%)	-	20 - 35 ¹
P _T (%)	-	10 - 20
Coliformes fecales (u. log.)	-	1

¹Cuando se diseña específicamente para eliminar nitrógeno, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 60-65%.

Influencia de la climatología y de altitud

La temperatura tiene una influencia decisiva en el comportamiento los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme esta baja.

Al basarse el sistema de tratamiento en procesos anaerobios, debe tenerse en cuenta que no es recomendable su aplicación para temperaturas medias del agua en el mes más frío por debajo de los 15 °C, por lo que se desaconseja su empleo el Altiplano.

Adaptación a la zona ecológica

Como se ha comentando, no se aconseja la construcción de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente en la zona ecológica del Altiplano, dado que en la misma, la temperatura media del agua en el mes más frío (9 °C), queda muy por debajo del límite de 15 °C establecido para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

A diferencia de la línea I, al disponerse en esta línea de tratamiento un RAFA en cabecera, se ve disminuida la flexibilidad en cuanto a capacidad para soportar puntas de caudal.

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente no admiten velocidades ascensionales superiores a 1,5 m/h durante más de 4 horas continuadas, dado que a estas velocidades se desestabiliza el manto de lodos (*Lettinga, 1995*). Por ello, se trata de una tecnología poco flexible en lo referente a las variaciones de caudal de las aguas a tratar.

Su comportamiento, desde el punto de vista hidráulico, es mejor en el caso de las redes de alcantarillado sanitario separado correctamente operadas, que en las de carácter combinado, dadas las fuertes distorsiones de caudal que se dan en estas últimas en los periodos de lluvias intensas.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento los lodos se generan tanto en el tratamiento en los RAFA, como en los propios Filtros Percoladores.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en los RAFA, se parte de las cargas unitarias de DQO, para las distintas zonas ecológicas y tamaños de población considerados (Tabla 5.3), y se toma un valor de producción de lodos de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor.

A las cantidades generadas de lodos en los RAFA se han sumado las que se extraen periódicamente de los sedimentadores secundarios, asumiendo: un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los RAFA del 75%; una producción de lodos en los Filtros Percoladores de 0,75 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, un porcentaje

de eliminación de DBO_5 en los Filtros Percoladores del 42% y que los lodos tienen un porcentaje de materia volátil del 65%, que se reduce un 40% en los RAFA, a los que se envían para su estabilización.

Con todo ello, se ha obtenido la Tabla 7.59, que presenta la generación de lodos en la línea II.

Tabla 7.59. Generación de lodos de la línea de tratamiento II.

Zonas ecológicas	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	10,3	12,3	12,9	13,8	17,6	19,7
	%	5	5	5	5	5	5
	L/hab/d	0,21	0,25	0,26	0,28	0,35	0,39

Al enviarse los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios a los RAFA de cabecera, los lodos que periódicamente se extraigan de estas unidades de tratamiento se encontrarán estabilizados, siendo necesario tan sólo proceder a su secado.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Si bien el nivel de equipos electromecánicos presente en este tipo de tratamiento es reducido, limitándose al bombeo de la alimentación cuando los RAFA no se disponen enterrados, las labores de operación y mantenimiento revisten una cierta complejidad (especialmente en la puesta en marcha y, posteriormente, por el necesario control de las reacciones vía anaerobia que tienen lugar), por lo que se precisa que los operadores estén familiarizados con este tipo de tecnología.

Impactos medioambientales

La liberación a la atmósfera de parte del biogás producido puede ser origen de malos olores en las inmediaciones de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente como consecuencia, fundamentalmente, de la presencia en estos gases de compuestos derivados del azufre.

La quema del biogás generado minimiza estos posibles impactos olfativos, a la vez que disminuye considerablemente el efecto negativo de la emisión de gases de efecto invernadero.

Los impactos sonoros son nulos, o reducidos en el caso de tener que bombear las aguas a tratar hasta la zona de alimentación al RAFA, dada la escasa potencia que se requiere.

En lo referente a los posibles impactos visuales, al construirse los RAFA principalmente enterrados, para evitar los bombeos de alimentación, estos impactos se minimizan.

En el caso de deficiencias constructivas de los RAFA se pueden generar filtraciones, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Las necesidades de superficie para la construcción de los RAFA son muy reducidas en comparación con las de las tecnologías extensivas.

La selección del tipo de terreno para la construcción de esta línea de tratamiento, juega un papel relevante para poder prescindir de los bombeos de alimentación al RAFA, mediante el enterramiento del mismo. Primándose, por tanto, los terrenos fáciles de excavar y con un nivel freático bajo.

Estimación de la superficie necesaria

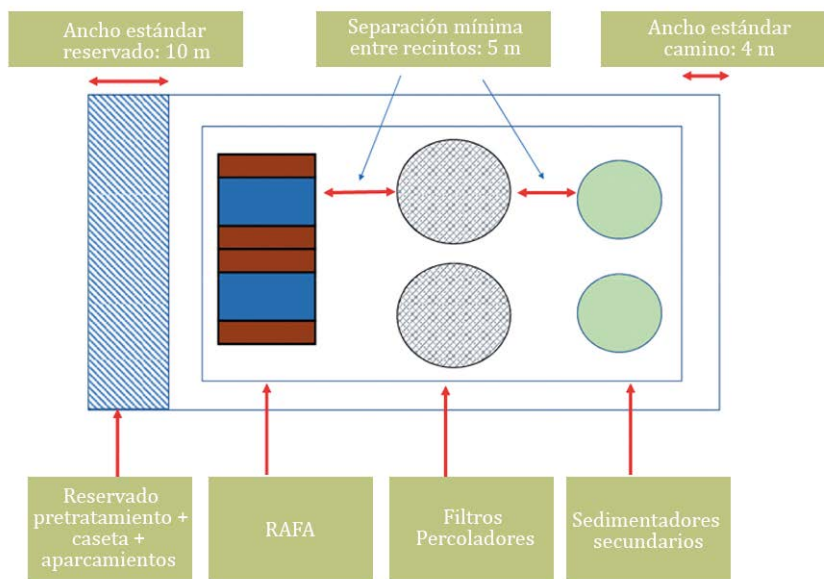
De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejillas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso respectivamente, dispuestas en serie, a las que sigue un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejillas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 0,6 cm, dispuestas en serie, y con una rejilla de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.
- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se disponen enterrados en el suelo y presentan una altura útil de 4 m.

- En todos los casos, y por flexibilidad, se opera con dos líneas de tratamiento de RAFA en paralelo.
- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se han dimensionado con TRH a caudal medio de 10 y 7 horas, en los Valles y Llanos, respectivamente.
- Se adopta un rendimiento de eliminación de DBO_5 en los RAFA del 75%.
- Filtros Percoladores: se considera tanto el uso de material de soporte a base de áridos, como el empleo de materiales plásticos, habiéndose adoptado para el dimensionamiento básico las siguientes cargas volumétricas:
 - Material de soporte de piedra: 0,4 y 0,6 $\text{kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{d}$, para Valles y Llanos, respectivamente.
 - Material de soporte de plástico: 0,5 y 0,8 $\text{kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{d}$, Valles y Llanos, respectivamente.
- En función del tamaño de la población tratada, el número de Filtros Percoladores que se implantan es el siguiente: por debajo de los 25.000 habitantes un único filtro y para 50.000 habitantes 2 filtros dispuestos en paralelo.
- La altura del material de soporte es de 4 m en el caso de materiales plásticos, y en el caso de los áridos se adopta una altura del material de soporte de 2,0 m en los Valles y de 3,0 m en los Llanos.
- El accionamiento de los brazos de distribución es hidráulico.
- Los rendimientos de eliminación de DBO_5 alcanzado en los RAFA situados en cabecera de la línea de tratamiento, permiten que a los Filtros Percoladores lleguen afluentes con concentraciones inferiores a los 200 mg/l de DBO_5 , por lo que se prescinde de las recirculaciones.
- Las cargas hidráulicas a caudal medio, para los Filtros Percoladores con material de soporte plástico, se mantienen entre 0,7-1,4 m/h y entre 0,3-0,8 m/h en el caso de los soportes de piedras.

- Se emplean sedimentadores secundarios dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie. Por debajo de los 20.000 habitantes se implanta un solo sedimentador y dos en paralelo para poblaciones mayores.
- No se tienen en cuenta los requisitos de superficie para el tratamiento de los lodos en exceso, ni para la desinfección de los efluentes. Estos requisitos se establecen en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos integrantes de la línea de tratamiento obedece a la configuración siguiente:

Figura 7.130. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para esta línea de tratamiento para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para los tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento II por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$) y carga tratada ($m^2/kg\ DBO_5/d$), tanto para los materiales de soporte de naturaleza plástica, como para materiales de soporte de áridos.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los requisitos de superficie se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.131. Requisitos de superficie por habitante servido.

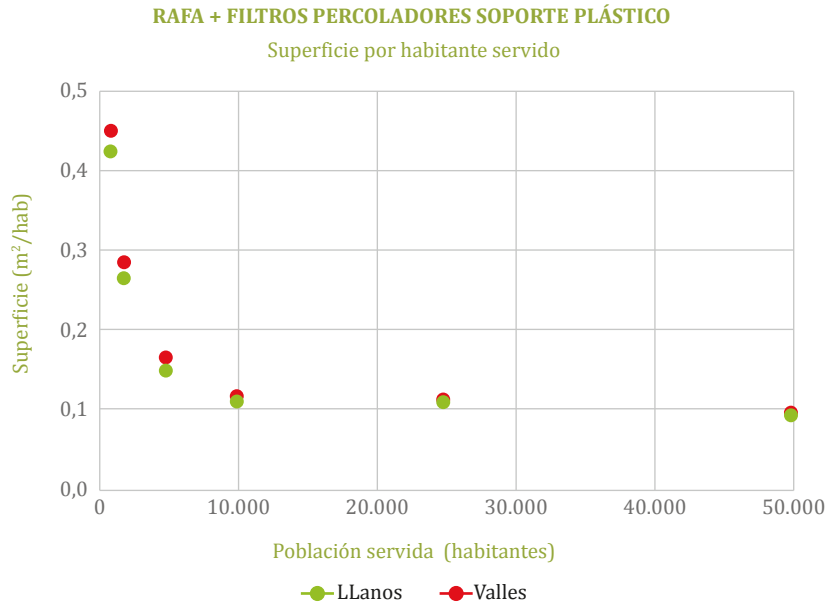


Figura 7.132. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

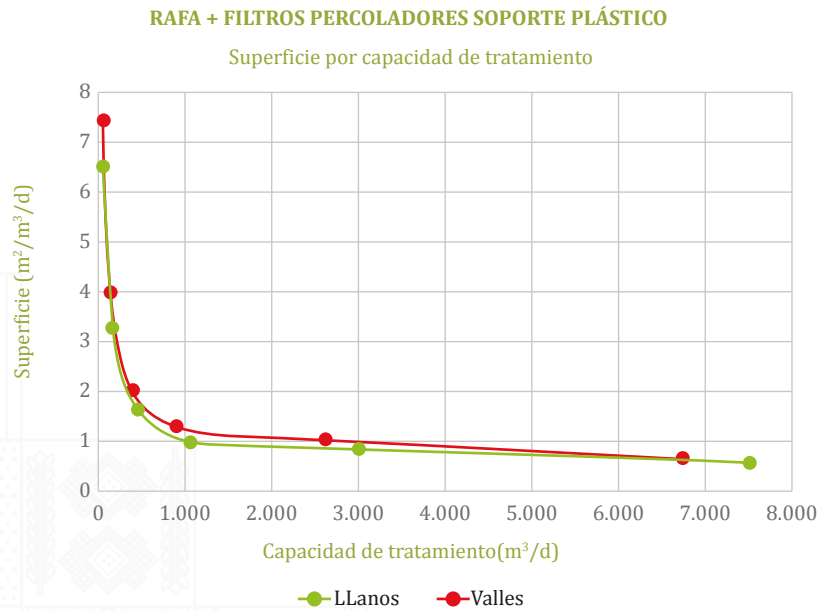
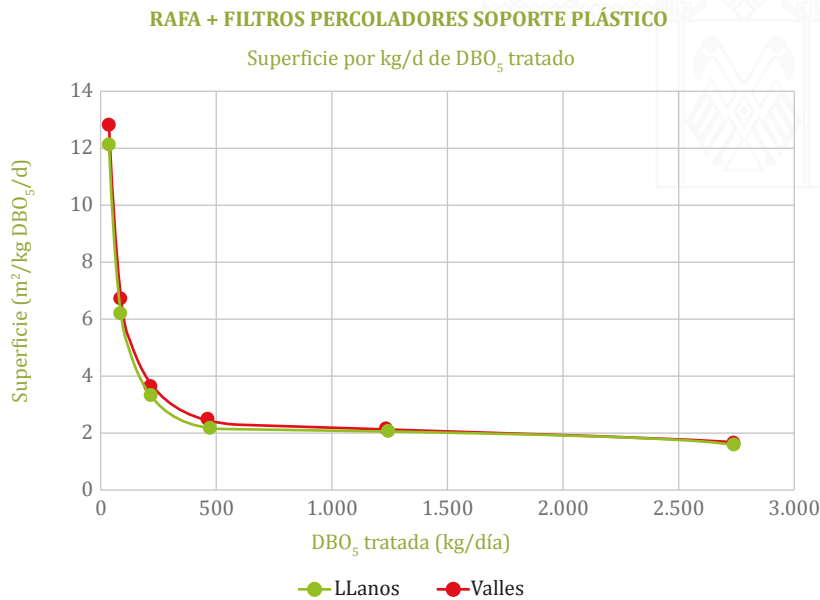


Figura 7.133. Requisitos de superficie por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En los tres casos se observa una gran similitud en los requisitos de superficie para la construcción de esta línea de tratamiento en las dos zonas ecológicas, superponiéndose los puntos y las curvas.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.131 se han desglosado en la Tabla 7.60 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del RAFA, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.60. Porcentajes de superficie ocupada por los RAFA, los Filtros Percoladores con soporte plástico y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento II.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los RAFA/Filtros Percoladores/sedimentadores secundarios					
Valles	2/1/1	3/2/2	5/4/4	8/6/6	10/7/9	15/11/13
Llanos	1/1/1	2/2/2	5/3/5	7/4/8	8/5/11	12/7/15

Al alcanzarse en los RAFA mayores rendimientos de eliminación de DBO_5 que en los Tanques Imhoff y en los sedimentadores primarios, en esta línea de tratamiento decae notablemente la superficie ocupada por los Filtros Percoladores, llegando a ser superada por el espacio ocupado por los RAFA y los sedimentadores secundarios.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de piedras, los requisitos de superficie son los siguientes:

Figura 7.134. Requisitos de superficie por habitante servido.

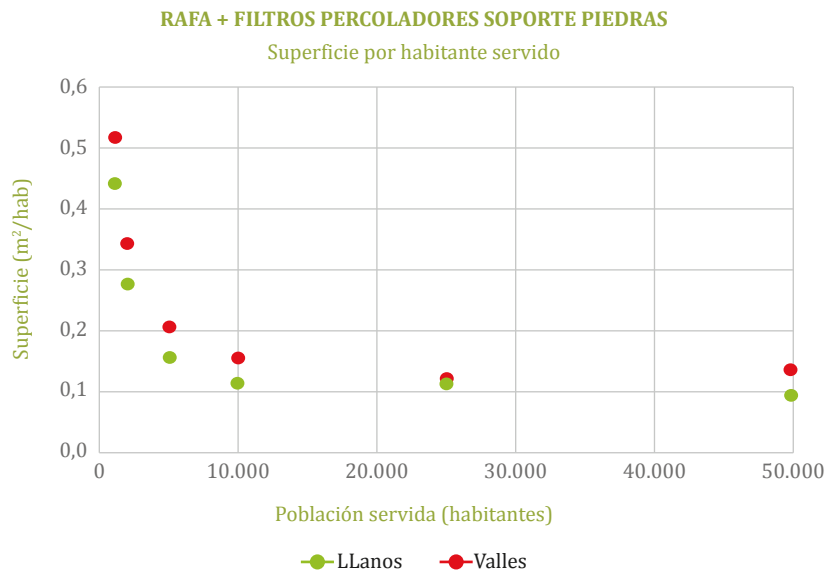


Figura 7.135. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

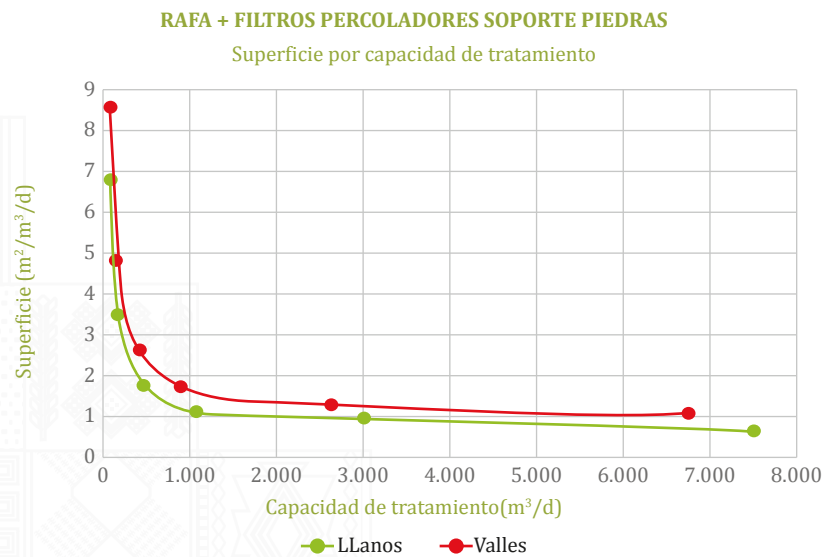
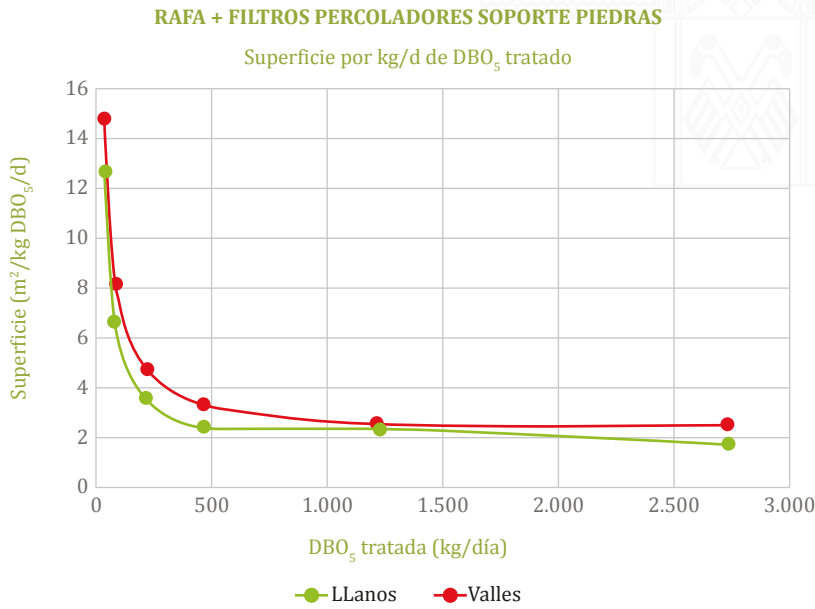


Figura 7.136. Requisitos de superficie por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.134 se han desglosado en la Tabla 7.61 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies de los RAFA, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.61. Porcentajes de superficie ocupada por los RAFA, los Filtros Percoladores con soporte de áridos y los Sedimentadores Secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los RAFA/Filtros Percoladores/sedimentadores secundarios						
Valles	1/3/1	2/5/2	4/8/3	6/12/4	9/16/8	11/18/9
Llanos	1/1/1	2/3/2	4/5/4	7/7/7	8/8/10	12/12/14

En este caso, los Filtros Percoladores son los elementos que más superficie ocupan en el caso de los Valles. Sin embargo en los Llanos, las superficies ocupadas son muy similares para los tres elementos considerados,

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2 se han confeccionado las curvas siguientes que representan, para las diferentes zonas ecológicas y rangos de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento II por habitante servido, capacidad de tratamiento ($\text{Bs}/\text{m}^3/\text{d}$) y carga tratada ($\text{Bs}/\text{kg DBO}_5/\text{d}$), tanto para materiales de soporte de naturaleza plástica, como para áridos.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los costos de construcción son los siguientes:

Figura 7.137. Costos de implantación por habitantes servidos.

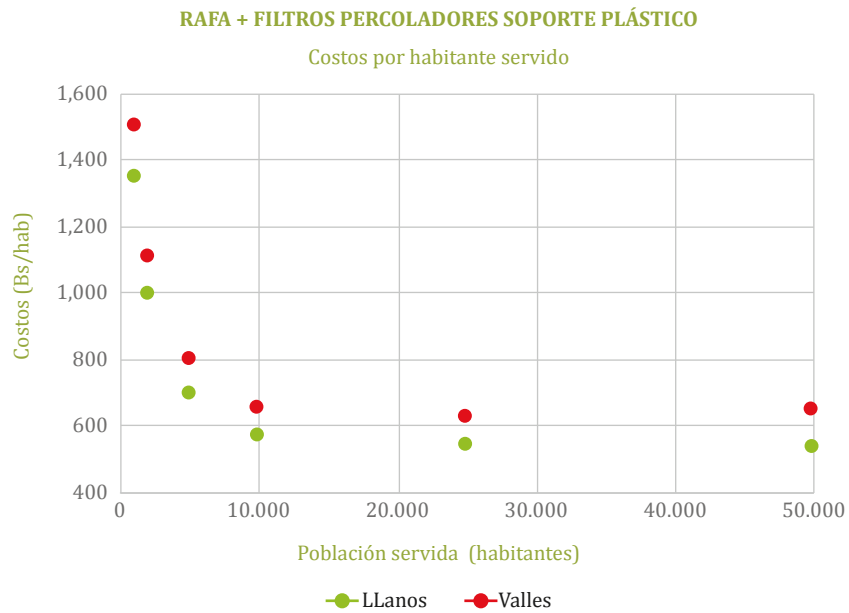


Figura 7.138. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

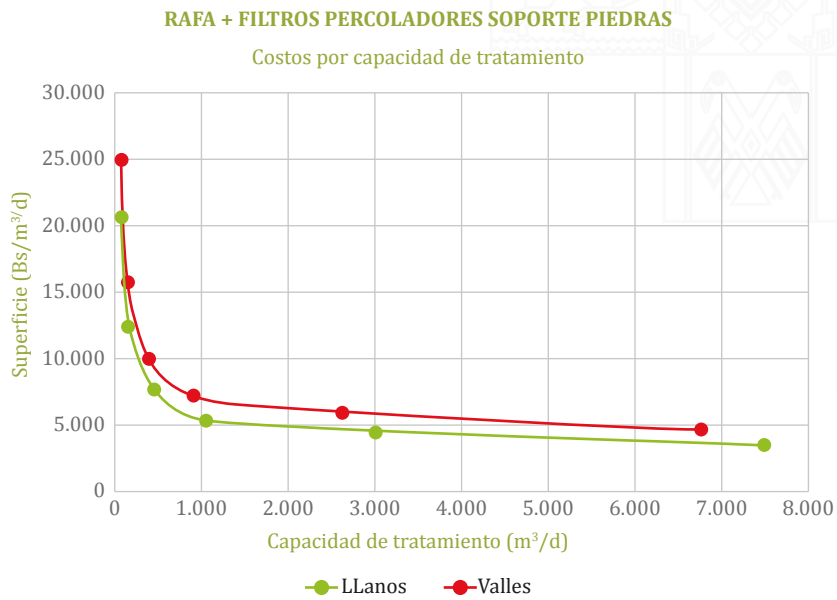
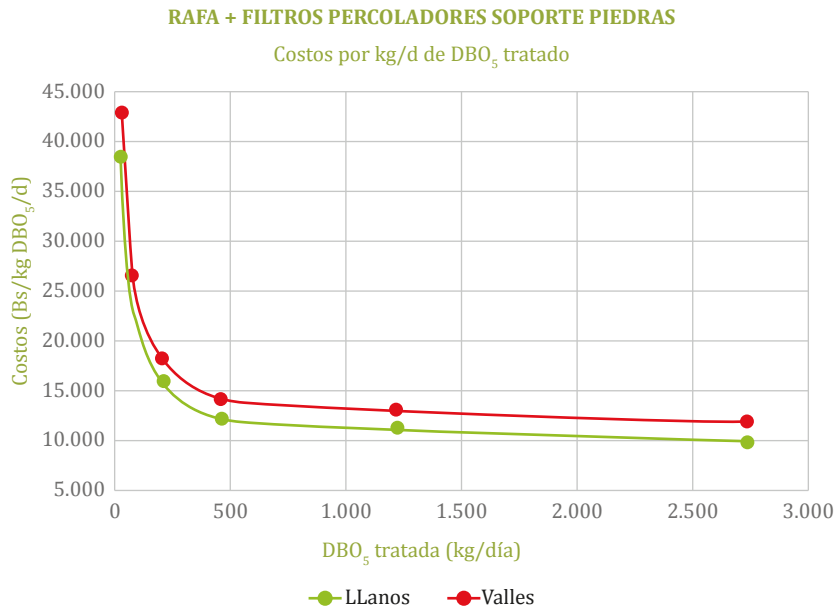


Figura 7.139. Costos de construcción por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.137, se han desglosado en la Tabla 7.62 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, arquetas, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, RAFA, Filtros Percoladores, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.62. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Pretratamiento	6	4	2	1	7	5
RAFA	30	34	39	43	42	47
Filtros Percoladores	18	19	19	19	16	17
Sedimentadores secundarios	15	15	13	12	12	10
Caseta de servicios	7	5	5	3	2	1
Caminos perimetrales	3	3	2	1	1	0,5
Cerramiento	1	1	1	1	0,5	0,3
Llanos						
Pretratamiento	6	4	3	2	9	6
RAFA	27	33	37	42	41	45
Filtros Percoladores	16	16	16	16	13	14
Sedimentadores secundarios	18	17	16	15	14	13
Caseta de servicios	7	5	6	4	2	2
Caminos perimetrales	4	3	2	1	1	1
Cerramiento	1	1	1	1	0,3	0,2

Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), seguido de los Filtros Percoladores y de los sedimentadores secundarios.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de piedra, los costos de construcción son los siguientes:

Figura 7.140. Costos de construcción por habitantes servidos.

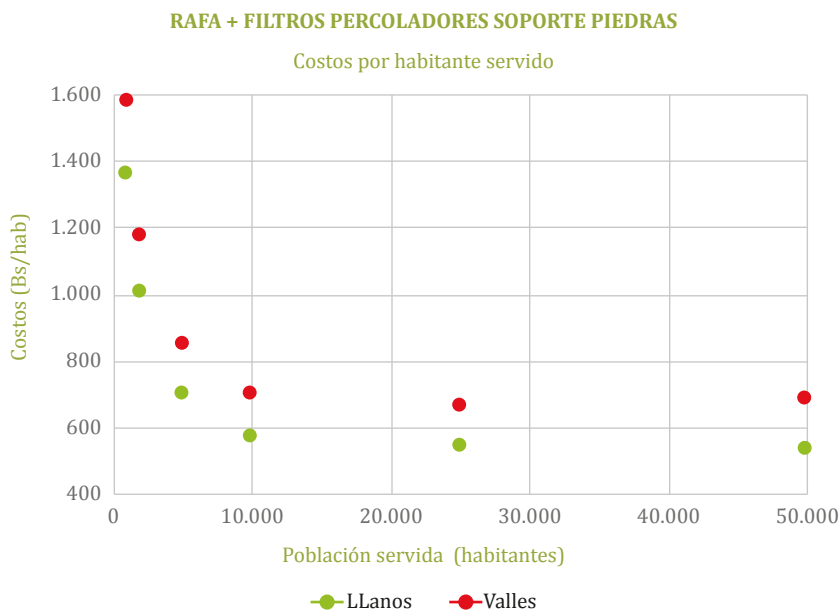


Figura 7.141. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

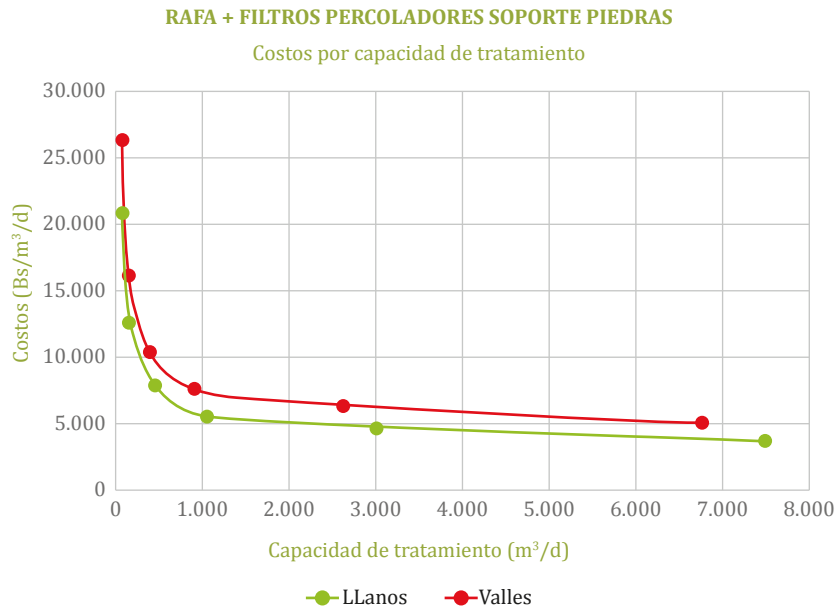
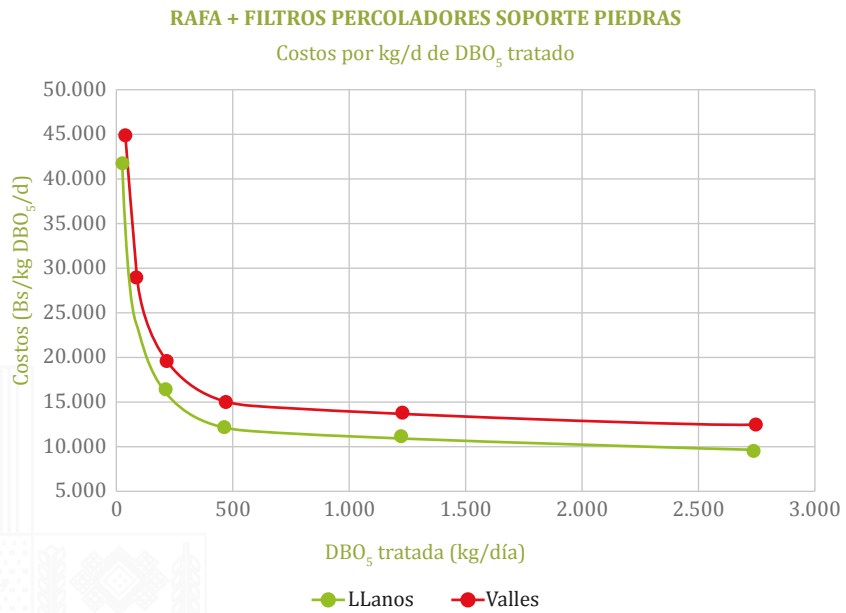


Figura 7.142. Costos de construcción por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de esta la Figura 7.140, se han desglosado en la Tabla 7.63 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, RAFA, Filtros Percoladores, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.63. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento II (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Pretratamiento	5	4	2	1	7	4
RAFA	28	32	36	40	40	44
Filtros Percoladores	21	22	22	23	19	20
Sedimentadores secundarios	15	14	12	11	11	9
Caseta de servicios	6	4	5	3	2	1
Caminos perimetrales	3	3	2	1	1	0,5
Cerramiento	1	1	1	1	0,3	0,2
Llanos						
Pretratamiento	6	4	3	2	9	5
RAFA	27	33	37	42	40	45
Filtros Percoladores	16	17	17	16	13	15
Sedimentadores secundarios	18	17	16	15	14	13
Caseta de servicios	7	5	6	3	2	1
Caminos perimetrales	4	3	2	1	0,8	0,5
Cerramiento	1	1	0,8	0,6	0,3	0,2

Se observa que:

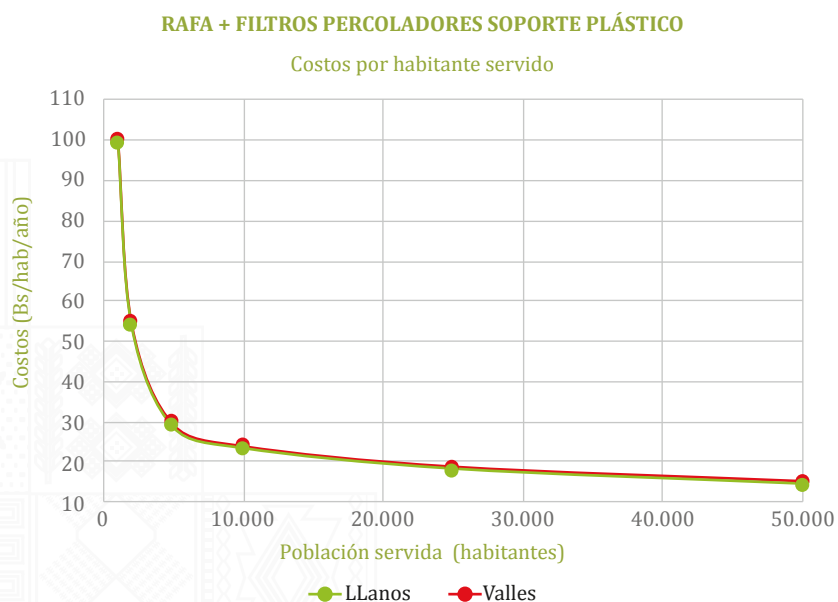
- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del Pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, incremento que viene motivado por el empleo de Pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), seguido de los Filtros Percoladores y de los sedimentadores secundarios.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han elaborado las siguientes curvas que representan, para las diferentes zonas ecológicas y rangos de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año), tanto para soportes de naturaleza plástica, como para áridos.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los costos de operación y mantenimiento son los siguientes:

Figura 7.143. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se observa una gran similitud de los costos de operación y mantenimiento de esta línea de tratamiento para las dos zonas ecológicas consideradas, llegando a superponerse las curvas correspondientes.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.143, se han desglosado en la Tabla 7.64 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II.

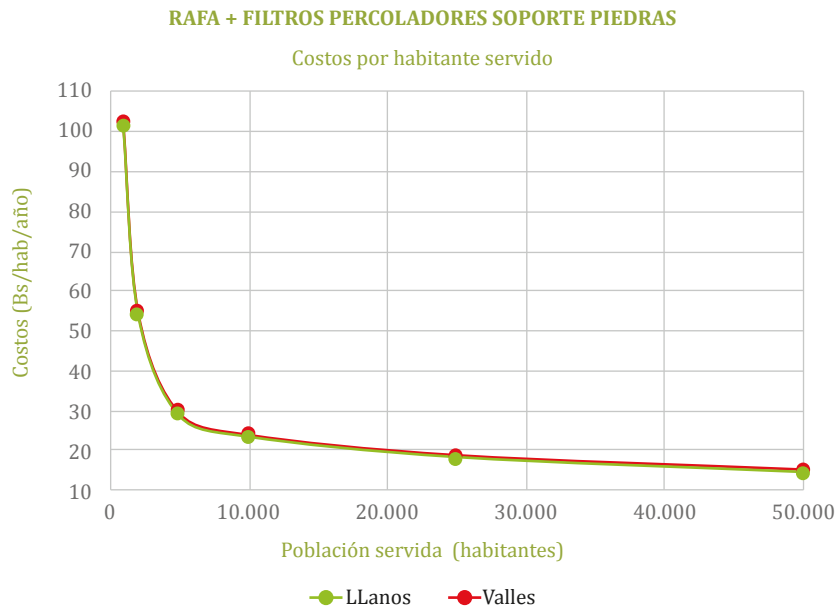
En esta tabla se observa que a medida que crece la población servida disminuyen, generalmente, los porcentajes de costos correspondientes al personal y al control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

Tabla 7.64. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Personal (%)	70,8	66,1	55,1	59,4	40,1	27,3
Energía (%)	3,5	4,7	7,0	8,8	20,6	26,7
Mantenimiento y operación (%)	13,4	16,7	20,0	18,5	27,8	31,4
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,7	3,2	4,2	6,8	9,5
Control analítico (%)	11,6	10,8	14,8	9,0	4,6	5,4
Llanos						
Personal (%)	71,3	66,6	55,8	58,8	40,4	27,7
Energía (%)	3,7	5,1	7,7	10,1	22,3	29,1
Mantenimiento y operación (%)	12,6	15,8	18,3	16,8	25,8	28,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,7	3,3	4,2	6,8	9,6
Control analítico (%)	11,7	10,9	14,9	9,1	4,6	5,5

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los costos de operación y mantenimiento son los siguientes:

Figura 7.144. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se observa una gran similitud de los costos de operación y mantenimiento de esta línea de tratamiento para las dos zonas ecológicas consideradas, apareciendo las curvas superpuestas.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.144, se han desglosado en la Tabla 7.65 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II.

Tabla 7.65. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Personal (%)	70,0	65,0	54,2	58,7	39,4	26,9
Energía (%)	3,3	4,2	5,9	7,3	18,2	23,1
Mantenimiento y operación (%)	14,6	18,6	22,3	20,9	31,2	35,3
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,6	3,2	4,2	6,7	9,3
Control analítico (%)	11,4	10,6	14,5	8,9	4,5	5,4
Llanos						
Personal (%)	70,8	66,0	55,4	59,8	40,1	27,8
Energía (%)	3,4	4,5	6,6	8,5	19,8	25,5
Mantenimiento y operación (%)	13,5	17,1	20,0	18,5	28,7	31,5
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,6	3,2	4,2	6,8	9,6
Control analítico (%)	11,6	10,8	14,8	9,1	4,6	5,5

En esta tabla se comprueba que a medida que crece la población servida disminuyen, generalmente, los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.6.7 Características constructivas

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Filtros Percoladores y de la sedimentación secundaria. En los apartados 6.5.2.5, 6.5.3.5 y 7.2.8 se recogen las de los Tanques Imhoff, Sedimentadores Primarios y de los RAFA, respectivamente.

7.6.7.1 Filtros Percoladores

El confinamiento

- El confinamiento de los Filtros Percoladores está constituido por un depósito, generalmente abierto a la atmósfera y de forma cilíndrica, que alberga un material de soporte en su interior y que dispone de sis-

temas para la alimentación y distribución del agua de entrada al filtro, la ventilación y la recogida de las aguas tratadas.

- La función principal del confinamiento es la contención del material de 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.
- El confinamiento de los Filtros Percoladores se puede construir en hormigón armado o haciendo uso de materiales metálicos, dependiendo de las dimensiones y del tipo del material de soporte. Si este es de tipo mineral, se suelen emplear depósitos de hormigón armado.
- En lugares de clima extremo, con inviernos muy fríos, es recomendable el aislamiento térmico de las paredes del filtro y el recubrimiento de su parte superior.
- En lo referente a la geometría del confinamiento, la forma circular es la más empleada, por facilitar un reparto más homogéneo de las aguas a tratar sobre el material de soporte. La forma rectangular es menos frecuente, estando recomendado su uso para PTAR de pequeño tamaño y que recurren al empleo de módulos de material plástico ordenado como material de soporte.
- Para evitar salpicaduras, se recomienda dejar un resguardo de seguridad, por encima del material de soporte, del orden de 1 m.

El material de soporte

- La Tabla 7.66 recoge las principales características de los materiales que se suelen emplear como material de soporte en los Filtros Percoladores, tanto de naturaleza mineral, como plástica (WEF, 1992).

Tabla 7.66. Características del material de soporte para Filtros Percoladores.

Tipo de soporte	Tamaño (mm)	Densidad (kg/m ³)	Superficie específica (m ² /m ³)	Índice huecos (%)
Piedra	50-100	1.440	40	60
Piezas de plástico	Variable	32 - 64	85 - 110	> 95
Módulos de plástico	600x600x1.200	32 - 80	85- 110	> 95

- Existen normativas para la instalación y caracterización de los posibles materiales que pueden usarse como materiales de soporte en los Filtros Percoladores, como la DIN 19557 y la BS 1438:2004.
- La altura del material de soporte varía según su naturaleza, siendo habitual que en el caso de rellenos de piedra esta altura oscile entre 2-3, mientras que los rellenos plásticos operan con alturas superiores, 3-5 m.
- El medio de soporte se coloca sobre un falso fondo drenante, que retiene a este material, y que permite el paso del agua tratada y de la corriente de aire.
- Tras la instalación del material de soporte es importante asegurarse de que no existen defectos en el mismo y de que está homogéneamente repartido por todo el filtro.

Los elementos de entrada

- Las aguas a tratar, antes de su ingreso en el Filtro Percolador, deben someterse a un pretratamiento y a un tratamiento primario.
- Tras el pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales de alimentación al Filtro Percolador, siendo aconsejable que se cuente también con otro medidor para el control de los caudales de la corriente de recirculación.
- La alimentación a los Filtros Percoladores se efectúa por su parte superior, haciendo uso generalmente de un bombeo que envía los efluentes de la etapa de tratamiento primario hasta el sistema de distribución, que permite el reparto homogéneo de las aguas a tratar sobre el material de soporte.
- El sistema de alimentación es clave para controlar el espesor de la biopelícula, evitar los desprendimientos masivos de la misma y obtener un rendimiento óptimo en el Filtro Percolador.
- El tipo de sistema de distribución viene condicionado por la geometría del Filtro Percolador. En el caso de los filtros de sección rectangular se recurre a sistemas de distribución fijos, constituidos por tuberías perforadas, o por canalones con vertederos (Figura 7.145). En este caso, es

necesario que el sistema de reparto sea desmontable, para facilitar la limpieza del material de soporte, en caso de que se produzcan atascos.

Figura 7.145. Filtro Percolador con sistema de reparto fijo.



- En los filtros de sección circular se emplean sistemas de reparto móviles, constituidos por una columna central giratoria, de la que salen unos brazos provistos de boquillas u orificios (Figura 7.146). El accionamiento del giro del sistema de reparto se puede lograr por simple carga hidráulica, o mediante motores, equipados con variadores de frecuencia, que permiten modificar la velocidad de giro (Figura 7.147). Esta última modalidad permite un mayor control de la fuerza de lavado, lo que redundaría en mejores rendimientos y se aconseja, especialmente, para los filtros de mayor tamaño.
- En los sistemas de reparto móviles las boquillas, por las que sale el agua, se disponen a distancias diferentes, encontrándose más próximas cuanto más alejadas están del centro del filtro. En el extremo de los brazos de distribución se debe incluir una brida ciega para facilitar su limpieza periódica.
- El sistema de distribución debe mantener una distancia al material de soporte de 15-25 cm para permitir que el agua se distribuya uniformemente, aunque esta distancia puede variar en función del sistema de distribución (fijo o móvil) y del tipo de elementos que distribuyen el agua (vertederos, orificios o aspersores). Dependiendo de esto, la altura

desde el sistema de distribución hasta el material de soporte puede ser de hasta 50 cm.

Figura 7.146. Filtro Percolador con sistema de distribución móvil por carga hidráulica (PTAR El Abra, Sacaba, Bolivia).



Figura 7.147. Filtro Percolador con sistema de distribución móvil motorizada.



- Se recomienda el empleo de sistemas de reparto móviles, puesto que consiguen una mejor distribución del agua a tratar sobre el material de soporte y, por tanto, mejores rendimientos, si bien el costo de inversión de los equipos es superior al correspondiente a los sistemas de alimentación fija.

La ventilación

- En el caso de los Filtros Percoladores que recurren al empleo de materiales de soporte de naturaleza mineral, se recomienda que las aperturas destinadas a la ventilación presenten una superficie 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 transversal de estas aperturas (WEF, 1992).
- En el caso de los Filtros Percoladores que emplean materiales de soporte plásticos, las aperturas dispuestas en la parte inferior del filtro deben suponer al menos un 5% de su superficie transversal. Los fabricantes de rellenos de naturaleza plástica recomiendan 0,1 m² de área de ventilación por cada 3-4,6 metros de perímetro del filtro (WEF, 1992).
- Se recomienda, sobre todo en lugares fríos, que las aperturas de ventilación se construyan de forma que en invierno se pueda reducir su superficie, o proceder al cerramiento de algunas de estas ventanas, para evitar el enfriamiento excesivo del interior del filtro.

Los elementos de salida

- La salida de las aguas, tras atravesar el material de soporte, tiene lugar por la parte inferior del filtro, que debe presentar en su fondo una pendiente del orden del 1-2% para facilitar la evacuación de las aguas tratadas hacia los canales de recogida, que pueden ser interiores, o periféricos bordeando el perímetro del filtro. En este último caso, la salida de las aguas tiene lugar a través de la parte inferior de las aperturas de ventilación del filtro. La salida periférica facilita el mantenimiento de la unidad de tratamiento.

La recirculación

- En los Filtros Percoladores la recirculación tiene por objetivos:
 - Operar de acuerdo con las condiciones del dimensionamiento, manteniendo la carga hidráulica y la concentración de las aguas afluentes al filtro, en valores próximos a los establecidos.
 - Evitar el secado del material de soporte en aquellos momentos en los que los caudales de aguas residuales a tratar sean nulos o muy reducidos (especialmente por las noches).
 - Llevar a cabo procesos de desnitrificación en el propio filtro.
- Para la recirculación se emplean normalmente dos o más bombas, operadas de forma manual o automática, existiendo distintas estrategias de recirculación:
 - Se recircula únicamente cuando entra un caudal bajo de aguas residuales a la PTAR.
 - Se mantiene un caudal de recirculación constante todo el tiempo.
 - Se mantiene un caudal de recirculación inversamente proporcional al caudal de aguas residuales de la entrada.
- 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 de recirculación debe ser siempre regulable para ajustarse a las posibles variaciones del caudal de entrada a la PTAR y poder optimizar el funcionamiento de la instalación en caso necesario.

7.6.7.2 Sedimentadores secundarios

- En caso de recurrir a sedimentadores secundarios estáticos, sus características ya fueron descritas en el apartado 6.5.3 de la presente guía. A continuación, se exponen las características constructivas de los sedimentadores secundarios dinámicos.

El confinamiento

- Lo habitual es recurrir a sedimentadores secundarios construidos en hormigón y de geometría circular.
- El fondo del sedimentador debe tener una pendiente, hacia la zona de recogida de lodos, del 4-10%.
- Para este tipo de sedimentadores se recomienda un diámetro máximo de 60 m, siendo lo habitual diámetros de 10-40 m.
- La profundidad útil (calado) de los sedimentadores secundarios se relaciona con su diámetro, de acuerdo con la siguiente tabla (EPA, 1975).

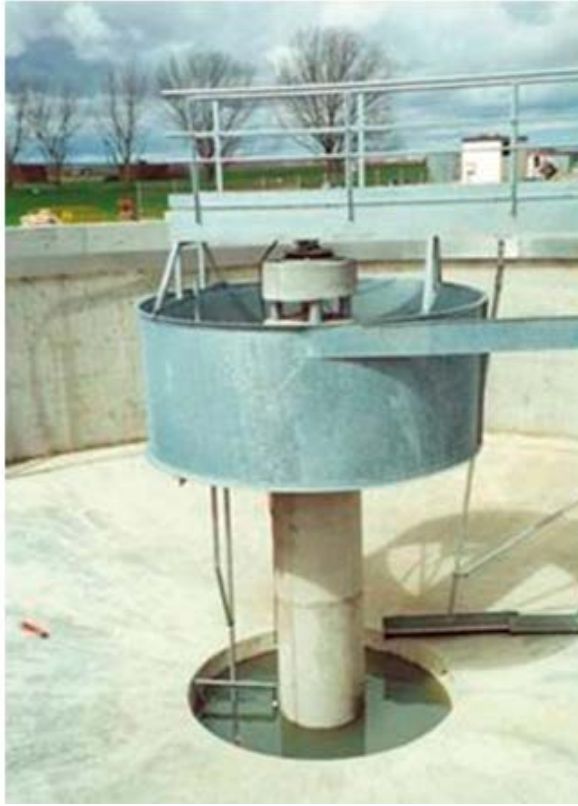
Tabla 7.67. Calados de los sedimentadores secundarios.

Diámetro (m)	Calado recomendado (m)	Calado mínimo (m)
< 12	3,30	3,00
12 - 21	3,60	3,30
21 - 30	3,90	3,60
30 - 42	4,20	3,90

Los elementos de entrada

- El agua entra por el centro del sedimentador, a través de una tubería que descarga en el interior de un cilindro deflector (campana tranquilizadora), que tiene como objetivo amortiguar las alteraciones de las variaciones de caudal en el proceso de separación sólido/líquido (Figura 7.148).
- Se recomienda que la profundidad de la campana tranquilizadora no sea inferior a 1/3 del calado del sedimentador y que su diámetro no sea inferior al 20% del diámetro del propio sedimentador.
- La velocidad de entrada del agua al sedimentador no debe ser superior a 10 cm/s.

Figura 7.148. Detalle de la entrada a un sedimentador secundario.



Los elementos de salida

- Debe diseñarse cuidadosamente el sistema de salida del agua decantada para evitar fugas de sólidos y sobrenadantes, que empeoran la calidad de las aguas tratadas. Para ello, los sedimentadores deben contar con una chapa deflectora para retener los flotantes, con una sumergencia mínima de unos 20 cm, que se dispone por delante del vertedero, que suele ser del tipo Thompson y que atenúa las variaciones del nivel de agua frente a las variaciones del caudal de alimentación (Figura 7.149).

Figura 7.149. Detalle del deflector y del vertedero Thompson a la salida de un sedimentador secundario.

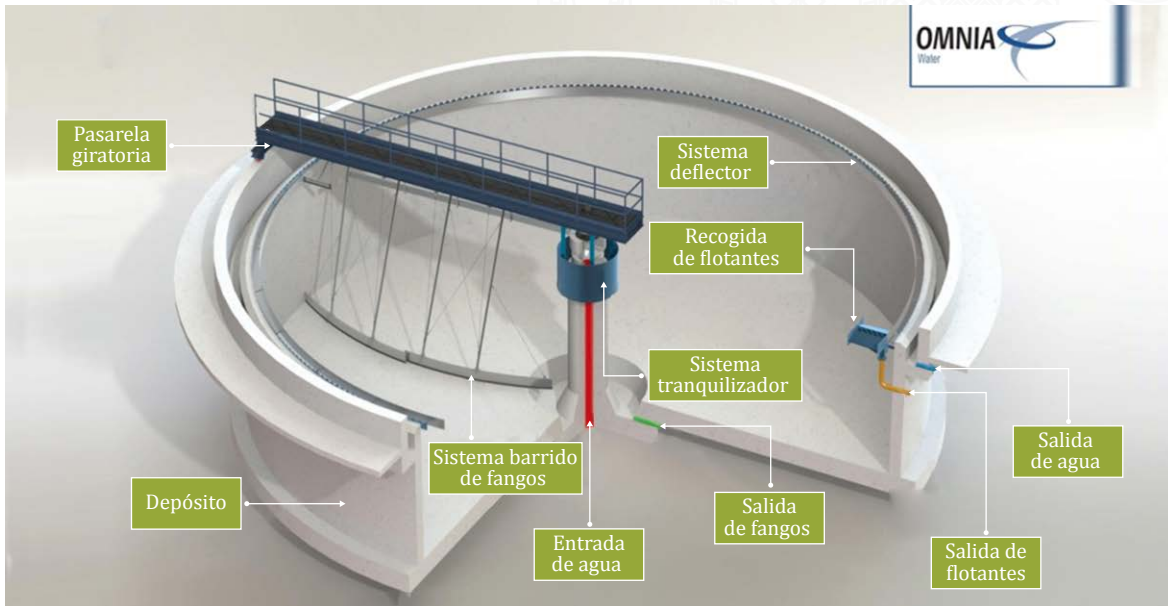


- La nivelación del vertedero constituye un aspecto constructivo importante, por lo que se recomienda la adopción de vertederos metálicos, de aluminio o acero inoxidable, que permitan una regulación de su nivel previamente a la puesta en marcha de la instalación.

La extracción de lodos y flotantes

- Para la extracción de los lodos y flotantes se dispone de rasquetas de barrido, que generalmente cuelgan de una pasarela giratoria que se desplaza a una velocidad máxima perimetral de 120 m/h. La Figura 7.150 muestra los sistemas de recogida de lodos y flotantes en los sedimentadores (*OMNIA Water*).
- Las rasquetas deben ser extraíbles para su reparación en caso necesario, especialmente si se dispone de una sola unidad de sedimentación.

Figura 7.150. Sistema de recogida de lodos y flotantes en sedimentadores secundarios (OMNIA Water).



7.6.8 Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de las etapas de pretratamiento y de los Tanques Imhoff ya se han detallado en los apartados 6.5.2.6 y 6.5.3.6 y las de los RAFA se han analizado en el apartado 7.2.9.
- Fundamentalmente, las labores de operación de los Filtros Percoladores se orientan a mantener los valores de carga hidráulica y de fuerza de lavado, que se hayan asumido en su dimensionamiento.
- Diariamente se comprobará:
 - El correcto funcionamiento del sistema de distribución del agua residual sobre el material de soporte, verificando 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 de soporte.
 - Que el agua percola bien a través del filtro y que no existe ninguna obstrucción, que se pondría de manifiesto por la aparición de zonas encharcadas en la superficie del material de soporte.

- Que se genera la fuerza de lavado necesaria para retirar el lodo en exceso, que se va desprendiendo del material de soporte. Un contenido en materia en suspensión uniforme a la salida del filtro es indicativo de que el lavado es el adecuado.
- El funcionamiento de los bombeos (de alimentación y de recirculación) y que los caudales bombeados son los adecuados de acuerdo a la estrategia de operación seleccionada.
- Quincenalmente se debe proceder al ajuste de la horizontalidad de los brazos del sistema de distribución de la alimentación. Para ello, se comprueba con la ayuda de un nivel, la altura en varios puntos de cada uno de los brazos, ajustándose su horizontalidad actuando sobre los tensores del sistema de distribución. Todos los brazos deben ajustarse al mismo plano horizontal.
- Mensualmente debe procederse al ajuste de la verticalidad del eje central. Para ello, con la ayuda de un nivel se comprobará la altura del extremo de uno de los brazos de distribución a lo largo de una vuelta completa y se corregirá la horizontalidad con los grados de libertad del codo silleta.
- Debe asegurarse durante la noche la operación del brazo distribuidor y que la superficie del material soporte se humedece homogéneamente.
- En el periodo invernal se debe medir la temperatura de las aguas residuales afluentes y de los efluentes del filtro. En caso de que se registren enfriamientos superiores a 4 °C, o de que la temperatura de los efluentes sea inferior a 8 °C, debe detenerse la recirculación para minimizar el enfriamiento del interior del filtro.
- Especial cuidado debe prestarse al posible secado del material de soporte, lo que conducirá a la destrucción del biofilm y a una bajada drástica de los rendimientos de depuración. Esto es especialmente crítico en el caso de los materiales de soporte de naturaleza plástica, en los que no se recomienda que se dejen sin aporte de agua durante más de dos horas seguidas. En el caso de recurrir al empleo de piedras como material de soporte, se dispone de un mayor margen de maniobra, si bien este margen viene condicionado por el tipo de piedra que se emplee.

- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los sedimentadores secundarios dinámicos, se comprobará:
 - Diariamente el correcto funcionamiento del mecanismo de giro, que acciona las rasquetas de recogida de lodos (en el fondo del sedimentador) y de flotantes (en su superficie).
 - Diariamente el correcto funcionamiento de las bombas de extracción de los lodos sedimentados. La aparición de burbujeo en la superficie del sedimentador es un claro indicio de que se precisa acortar los tiempos de entrada en operación de estas bombas. Por el contrario, la extracción de lodos muy diluidos puede aconsejar incrementar esos tiempos.
 - Dos veces a la semana se comprobará la sedimentabilidad de los lodos, para ello se procederá a la determinación del Índice Volumétrico de Lodos (IVL), que se define como el volumen en mililitros ocupado por un gramo de sólidos del licor mezcla (SSLM), tras una sedimentación de 30 minutos en una probeta de 1.000 ml.
 - El IVL se determina midiendo el volumen ocupado por una muestra de lodos, tomada a la entrada al sedimentador, después de 30 minutos de sedimentación, y dividiendo este volumen por la concentración de sólidos en suspensión del licor mezcla (SSLM).

$$(IVL) = \frac{\text{mL de lodos sedimentados tras 30 min} \cdot 1000}{\text{g / L de SSLM}}$$

Valores bajos de IVL (<100 mL/g) indican una buena calidad de sedimentación y, por lo tanto, un efluente bien clarificado.

- Quincenalmente se procederá a la limpieza, mediante cepillado, de la chapa deflectora y del vertedero de salida del sedimentador, donde con el tiempo se va fijando biomasa.
- Regularmente se procederá al engrase de los equipos mecánicos (limpieza mecanizada de las rejillas de desbaste, rodamientos del sistema distribuidor de la alimentación al Filtro Percolador, sistema de accionamiento de las rasquetas del sedimentador secundario) y a la limpieza y sustitución de los accesorios que se especifiquen. La

frecuencia de estas operaciones, y el tipo de lubricante a emplear, serán acordes a lo que se especifique en el manual del fabricante.

7.6.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de los Filtros Percoladores, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.
- Costos de operación y mantenimiento inferiores a la Aireación Extendida.
- Labores de operación y mantenimiento más simples en comparación con la Aireación Extendida (no se precisa ni el control del nivel de oxígeno disuelto, ni de la concentración de biomasa en el reactor, ni de la recirculación de lodos al reactor).
- Buena tolerancia a sobrecargas hidráulicas puntuales en el caso de la línea I.
- Buen comportamiento frente a choques tóxicos y aguas residuales diluidas en el caso de la Línea I.
- Bajo nivel de ruidos.
- Robustez de las instalaciones.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- En comparación con los sistemas extensivos suelen precisar un mayor número de equipos electromecánicos, que consumen energía eléctrica y que requieren un mantenimiento más complejo y costoso.
- Generación de lodos sin estabilizar cuando se emplean Sedimentadores Primarios.
- Es menos flexible que los procesos de Aireación Extendida, por lo que se adapta peor que esta ante variaciones respecto a las condiciones de dimensionamiento.

- Deficiente comportamiento ante aguas residuales cargadas en el caso de la línea I.
- Presentan una mala integración paisajística.
- En las líneas que cuenten con Tanque Imhoff y RAFA como tratamientos primario, si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

Referencias bibliográficas

ATV-DWK-A 281E (2001). Dimensioning of Trickling Filters and Rotating Biological Contactor. German ATV-DVWK Rules and standards.

BS 1438 (2004). Media for Biological Percolating Filters. British Standards. UK.

DIN 19557 (2004). Wastewater treatment plants. Mineral filter media and plastic media for percolating filters. Germany.

EPA (1975). Process Design Manual for Suspended Solid Removal. Enero de 1975.

Lettinga (1995). Anaerobic reactor technology: reactor and process design. In International Course on Anaerobic Treatment. Wageningen Agricultural University/IHE, Delft, Wageningen, 17-28 Jul. 1995.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. McGraw-Hill Inc. ISBN: 84-481-1607-0.

Metcalf&Eddy (2013). Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery. 5th Edition. ISBN-13:978-0073401188.

Ortega, E. (2018). Tratamientos biológicos de fangos activados. Aspectos generales y procesos convencionales. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

WEF (1992). Manual of practice. N0 8. Design of municipal wastewater treatment plants. Water Environmental Federation. Alexandria, VA.

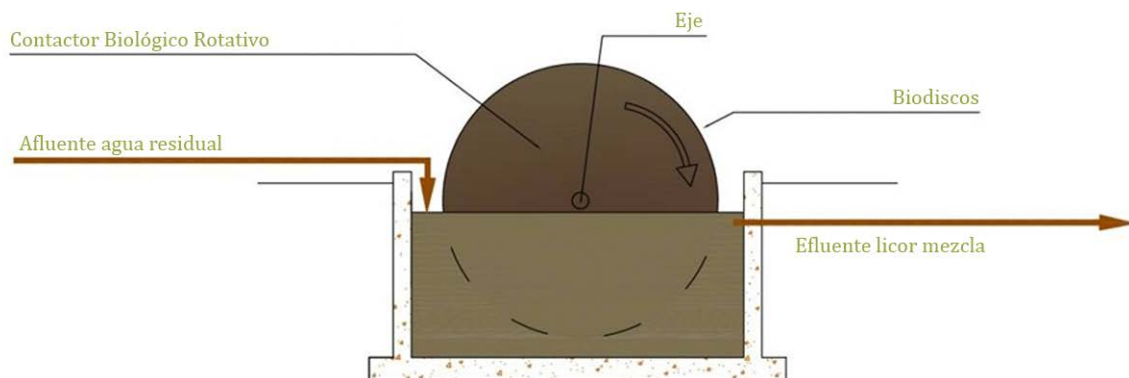
7.7 Contactores Biológicos Rotativos (CBR)

7.7.1 Fundamentos

La tecnología de tratamiento de las aguas residuales conocida como Contactores Biológicos Rotativos (CBR) se encuadra dentro de los procesos de biomasa fija (ver Capítulo 3), y consiste en un material de soporte que gira semisumergido (aproximadamente el 40%) en un reactor, que contiene el agua residual a depurar.

El material de soporte gira lentamente (1-2 rpm), por lo que va exponiendo su superficie alternativamente al agua y al aire. Sobre este material se desarrolla, de forma natural y gradualmente, una película de biomasa bacteriana (biofilm), 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 material de soporte se encuentra fuera del agua (Scholz, 2006), (Figura 7.151).

Figura 7.151. Esquema de un Contactor Biológico Rotativo (CBR).



La biomasa presente en el reactor, que se mantiene en suspensión gracias al giro del material soporte, ejerce una contribución muy pequeña a los rendimientos de depuración, pues se estima que un 90% del total de la biomasa activa se encuentra en forma de biomasa fija.

El crecimiento de la biopelícula sobre el material de soporte continúa, hasta que llega un momento en que su espesor es tal (unos 5 mm), que se ve muy dificultada la difusión del oxígeno y del sustrato hasta las capas más profundas del biofilm, produciéndose en estas zonas fermentaciones y burbujeo gaseoso. En estas condiciones, el esfuerzo cortante producido por la rotación del material de soporte en el seno del líquido, es suficiente para producir el desprendimiento localizado de la biopelícula.

Una vez desprendida una porción del biofilm, comienza en ese lugar el crecimiento de nueva biomasa adherida, repitiéndose el proceso indefinidamente y regulándose, de esta forma, el espesor de la biopelícula (*Elenter et al., 2007*).

La biomasa desprendida del material de soporte, que constituye los lodos en exceso del proceso depurador, se separa del efluente tratado en la etapa de sedimentación secundaria que sigue al tratamiento biológico.

De acuerdo con las características del material de soporte, cabe distinguir tres modalidades de Contactores Biológicos Rotativos:

- ***Biodiscos:*** en ellos el material de 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, 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 orgánica. La superficie de los discos se corresponde, aproximadamente, con la superficie biológicamente activa para el tratamiento de las aguas.
- ***Biocilindros:*** en este caso una jaula cilíndrica perforada (cilíndrica o prismática poligonal) alberga en su interior el material de soporte en piezas distribuidas al azar, a las que se fija la biomasa bacteriana. Esta jaula gira semisumergida en el agua a depurar. Si bien, permite incrementar la superficie para la fijación bacteriana, presenta como

desventaja el progresivo desgaste del material del relleno por el roce continuo entre las piezas.

- *Sistemas híbridos*: aúnan las ventajas de los dos tipos anteriores, minimizando sus inconvenientes. Se intenta que los materiales de soporte que giran 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, como ocurre en el caso de los biocilindros.

Los Contactores Biológicos Rotativos operan bajo cubierta (Figura 7.152) para evitar daños al biofilm por la acción de los agentes atmosféricos y para preservarlo en caso de averías electromecánicas que detengan el giro del rotor y dejen expuesta a la atmósfera, de forma permanente, una porción del material de soporte.

Generalmente, los Contactores Biológicos Rotativos constan de 2 ó 3 etapas si el objetivo se centra en eliminar exclusivamente la materia carbonada, o de 3 a 4 etapas, en el caso de que se quiera también nitrificar. Las distintas etapas se disponen habitualmente en confinamientos separados entre sí, y en ocasiones, con diferentes superficies específicas (densidades) de contactor, en lo que se conoce como disposición en cascada que permite operar en cada confinamiento con cargas diferentes, presentando el material de soporte distintos espesores de biopelícula en cada uno de ellos. Esta configuración reduce los efectos de los picos de carga que se registran en las estaciones de tratamiento de las aguas residuales.

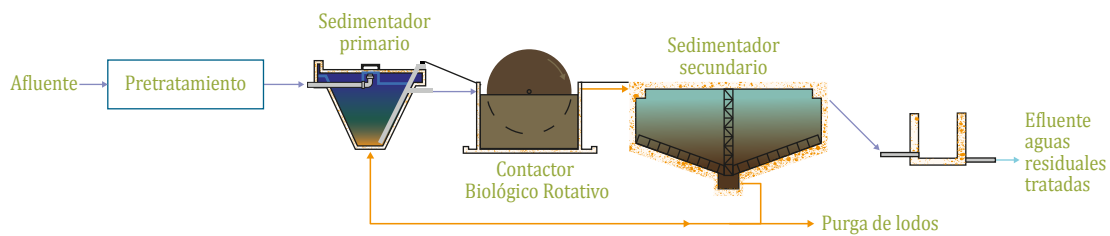
En otros casos, el material de soporte se encuentra en un mismo confinamiento, consiguiéndose la configuración en cascada mediante el empleo de deflectores (Metcalf & Eddy, 1998).

Figura 7.152. Contactor Biológico Rotativo. (PTAR de Laguna de Negrillos, León, España) (UNFAMED).



El diagrama de flujo habitual en el tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante Contactores Biológicos Rotativos se muestra en la Figura 7.153.

Figura 7.153. Diagrama de flujo clásico de una instalación de Contactores Biológicos Rotativos.

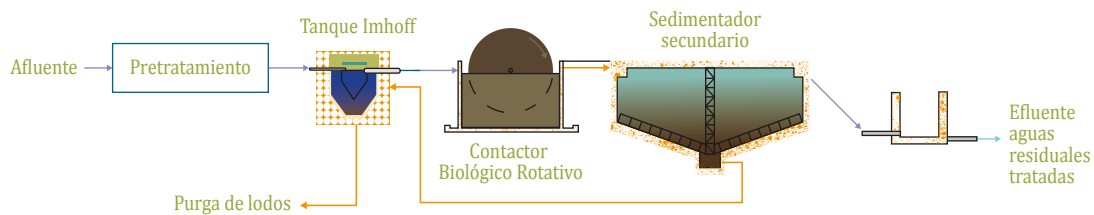


Como puede observarse, las aguas residuales tras su paso por el pretratamiento alimentan una etapa de sedimentación primaria, para minimizar la entrada de partículas sedimentables al contactor, y los efluentes pasan a una etapa sedimentación secundaria antes de su vertido final.

Operando bajo este diagrama de flujo, el tratamiento mediante Contactores Biológicos Rotativos genera lodos sin estabilizar en las dos sedimentaciones (primaria y secundaria), que deben tratarse antes de su disposición final.

Para solventar este inconveniente, en las poblaciones de tamaño pequeño-medio se puede sustituir la etapa de sedimentación primaria por un Tanque Imhoff. Esta disposición simplifica y abarata la gestión de los lodos en exceso, dado que los lodos del sedimentador secundario se conducen al Tanque Imhoff, para lograr su estabilización vía anaerobia (Figura 7.154), lo que evita la extracción continuada de estos subproductos de la PTAR.

Figura 7.154. Diagrama de flujo de un Contactor Biológico Rotativo operando con un Tanque Imhoff en cabecera.



También, se puede recurrir a emplear como tratamiento primario un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) en las zonas más cálidas, al que igualmente se enviarían los lodos del sedimentador secundario, para su estabilización vía anaerobia.

7.7.2 Rendimientos

Los rendimientos medios de eliminación, referidos a los efluentes del tratamiento primario, que se alcanzan en los Contactores Biológicos Rotativos son del orden de: sólidos en suspensión (70-85%), DBO_5 (80-85%), DQO (75-80%), N_T (20-35%), P_T (20-30%) y de una unidad logarítmica en el caso de los coliformes fecales.

Para tener en cuenta la influencia de la temperatura en estos rendimientos, se suele acudir a ábacos que permiten obtener los correspondientes coeficientes de corrección (ver apartados 7.7.5.1 y 7.7.5.2).

7.7.3 Producción de lodos

La norma ATV-DVWK-A 281E indica que la producción de lodos en los Contactores Biológicos Rotativos se eleva a 0,75 kg de materia seca por cada kilogramo eliminado de DBO_5 en el proceso de depuración.

7.7.4 Consumo de energía eléctrica

El consumo de energía eléctrica en los CBR es del orden de 0,3-0,7 kWh/kg DBO₅ eliminado (MARM, 2010).

7.7.5 Dimensionamiento

7.7.5.1 Eliminación de la materia carbonada

Para el dimensionamiento de los CBR, con el objetivo de eliminar materia carbonada, se siguen principalmente las recomendaciones de la norma ATV-DVWK-A 281E, siendo necesario definir los siguientes parámetros:

- Carga orgánica superficial
- Tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (TRH)
- Carga hidráulica
- Dimensiones del contactor (diámetro y longitud el rotor) y del reactor
- Régimen de giro

En los CBR la *carga orgánica superficial* viene dada por:

$$C_s = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_s : carga orgánica superficial (g DBO₅/m²/d). Los m² hacen referencia a la superficie del material de soporte

Q: caudal de aguas a tratar (m³/d)

C_a : concentración en DBO₅ de las aguas afluentes al contactor (g DBO₅/m³)

S: superficie del material de soporte (m²)

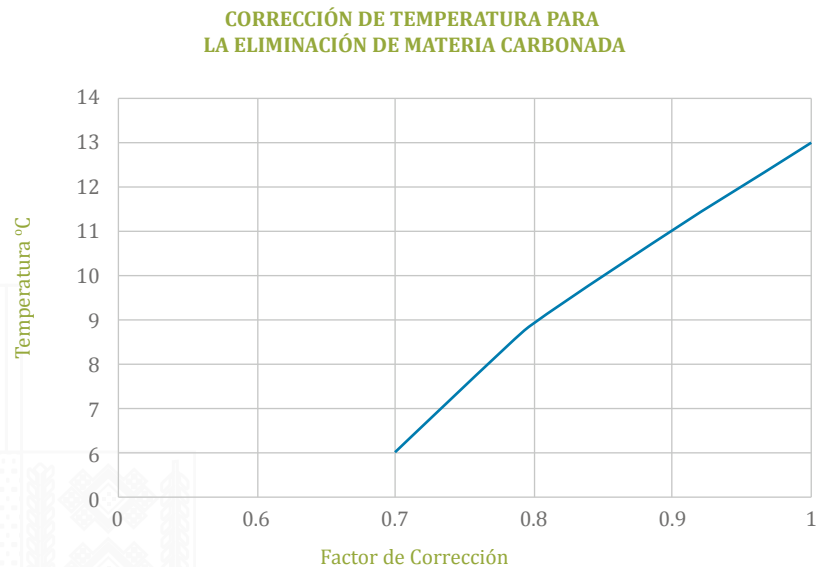
Para la determinación de la carga superficial con la que debe operar el Contactor Biológico Rotativo, en su modalidad de Biodiscos, cuando el objetivo es la eliminación de la materia carbonada, la norma ATV-DVWK-A 281E aconseja los siguientes valores, según se opere con 2 ó 3-4 etapas, dispuestas en cascada:

- 2 etapas en cascada: $C_s \leq 8 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$
- 3-4 etapas en cascada: $C_s \leq 10 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$

Para evitar la generación de olores desagradables en la primera etapa, la Norma ATV-DWK-A 281E recomienda limitar la carga orgánica superficial en esta etapa a $40 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$.

Debe hacerse constar que esta norma está redactada en Alemania, para una temperatura media de las aguas a tratar de $12 \text{ }^\circ\text{C}$ en el mes más frío, por lo que para adaptar las cargas orgánicas superficiales a las temperaturas que se dan en las distintas zonas ecológicas, se ha recurrido al empleo del siguiente ábaco (Figura 7.155) (FULLGAS):

Figura 7.155. Ábaco para la corrección de las cargas orgánicas superficiales, para le eliminación de la materia carbonada, en función de la temperatura de operación.



Aplicando los factores de corrección obtenidos de este ábaco, se han obtenido las cargas orgánicas superficiales que se recomiendan para el dimensionamiento de los CBR (para la eliminación de la materia carbonada) en las diferentes zonas ecológicas que se contemplan en la guía (Tabla 7.68).

Tabla 7.68. Cargas orgánicas superficiales (g DBO₅/m²/d) recomendadas para las diferentes zonas ecológicas, para la eliminación de la materia carbonada.

	Altiplano	Valles	Llanos
CBR 2 etapas	6	8	8
CBR 3 - 4 etapas	8	10	10

El *tiempo de retención hidráulica a caudal máximo* en las cubas de los CBR se determina haciendo uso de la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q_{m\acute{a}x}}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)

V: volumen del reactor (m³)

Q_{máx}: caudal máximo de aguas residuales a tratar (m³/h)

La Norma UNE-EN 12225-7 recomienda el empleo de TRH a caudal máximo de ≤ 1 h. Por otro lado, la Norma ATV-DVWK-A 281E recoge que para compensar los picos de caudal de las aguas a tratar, se recomienda un volumen mínimo del reactor de 4 L por cada m² de material de soporte.

La *carga hidráulica* con la que operan los CBR viene dada por la expresión:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Donde:

C_h: carga hidráulica (m³/m²/h, m/h)

Q: caudal de aguas a tratar (m³/h)

S: sección del reactor que aloja al material de soporte (m²)

En el caso de los CBR que operan con desnitrificación, en la determinación de la carga hidráulica se tendrá también en cuenta el caudal de recirculación.

Los valores concretos de las *dimensiones del contactor y del reactor y del régimen de giro* vendrán definidos por el propio fabricante, una vez analice el proyecto en detalle.

7.7.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

La eliminación de nitrógeno en los CBR alcanza porcentajes del 20-35%. En aquellos casos en los que por los requisitos de medio receptor se precisan mayores rendimientos, debe recurrirse a la combinación de procesos de nitrificación-desnitrificación.

Nitrificación

Para el dimensionamiento de Contactores Biológicos Rotativos en los que se consiga la nitrificación de las formas amoniacales, la superficie necesaria del material de soporte se calcula de forma separada para lograr la eliminación de la materia carbonada y la oxidación de las formas nitrogenadas (ATV-DVWK-A 281E, 2001) de forma que la superficie total necesaria del material de soporte viene dada por:

$$S_{TR} = S_{RC} + S_{RN}$$

Donde:

S_{TR} : superficie total del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada y la nitrificación (m²)

S_{RC} : superficie del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada (m²)

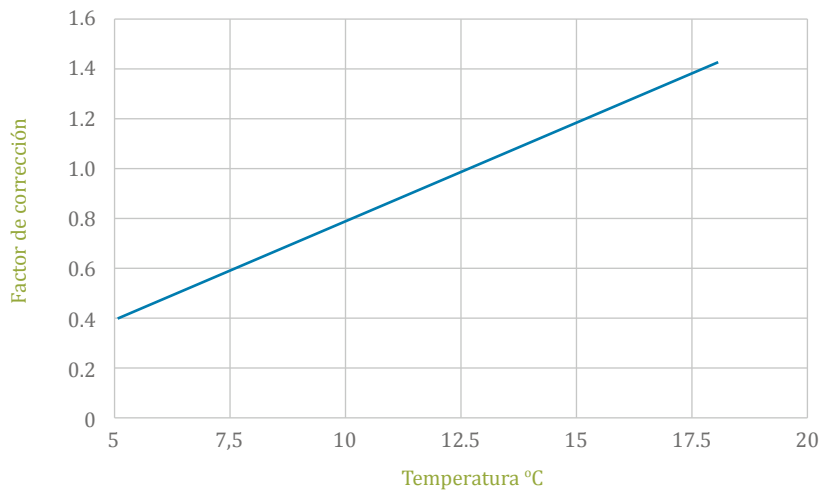
S_{RN} : superficie del material de soporte para la nitrificación (m²)

Para alcanzar la nitrificación los CBR deben operar al menos con 3 etapas en cascada, recomendando la norma ATV-DVWK-A 281E las siguientes cargas orgánicas superficiales para la modalidad de Biodiscos:

- 3 etapas en cascada:
 - $C_{SDBO_5} \leq 8 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$
 - $C_{SNTK} \leq 1,6 \text{ g N/m}^2/\text{d}$
- 4 etapas en cascada:
 - $C_{SDBO_5} \leq 10 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$
 - $C_{SNTK} \leq 2 \text{ g N/m}^2/\text{d}$

Como se comentó, esta norma está redactada en Alemania, para una temperatura media de las aguas a tratar de 12 °C en el mes más frío, por lo que se hace preciso adaptar esas cargas orgánicas de DBO₅ y de NTK a las temperaturas que se dan en las distintas zonas ecológicas contempladas en la guía. Para ello, se ha recurrido de nuevo a un ábaco (Figura 7.156) (*FULLGAS*), con el que se han obtenido los siguientes factores de corrección: 0,7-0,8 en el caso del Altiplano; 1,3-1,4 para los Valles y 1,9-2,0 para los Llanos.

Figura 7.156. Ábaco para la corrección de las cargas orgánicas superficiales para la nitrificación, en función de la temperatura de operación.

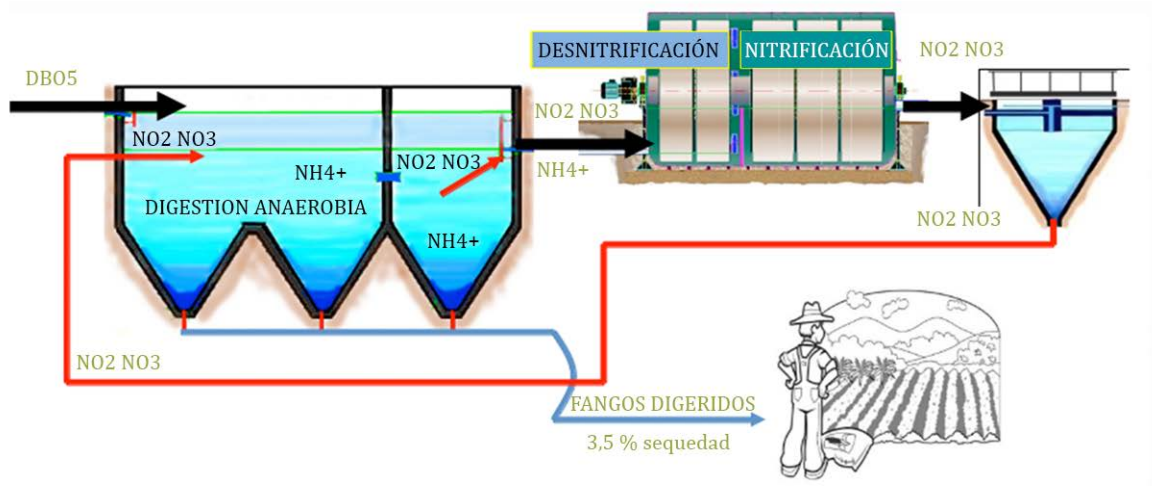


Para que se den procesos de nitrificación deberá trabajarse con valores de TRH superiores a los establecidos con anterioridad. Además, las superficies específicas (densidades) para las zonas en las que tienen lugar la nitrificación suelen ser mayores.

Desnitrificación

Para la desnitrificación puede hacerse uso del diagrama de flujo que se presenta en la Figura 7.157 (FULLGAS). Como se observa, el CBR cuenta con una etapa inicial en la que se opera en condiciones de anoxia, para que se den en ella los procesos de desnitrificación, seguida de otra que trabaja en condiciones óxicas para lograr la nitrificación. Una recirculación, desde la sedimentación secundaria a cabecera de la línea de tratamiento, en la que se disponen equipos de decantación-digestión (Tanques Sépticos/Tanques Imhoff), permite que en esta etapa se dé un cierto grado de desnitrificación. Los nitratos restantes ingresan en la zona anóxica del CBR, donde son reducidos a formas gaseosas de nitrógeno que escapan del sistema. Las formas amoniacales se nitrifican en siguiente zona del CBR, pasando los nitratos a la etapa de sedimentación secundaria, iniciándose de nuevo el ciclo.

Figura 7.157. Desnitrificación en Biodiscos de “tercera generación”.



También es posible que en los CBR se den procesos de desnitrificación, pero para ello se precisa, además de recircular el efluente al propio reactor, que se forme un biofilm suficientemente grueso como para que a su parte interna lleguen por difusión más fácilmente los nitratos que el oxígeno. Para esto es necesario diseñar el equipo con una separación entre discos específica.

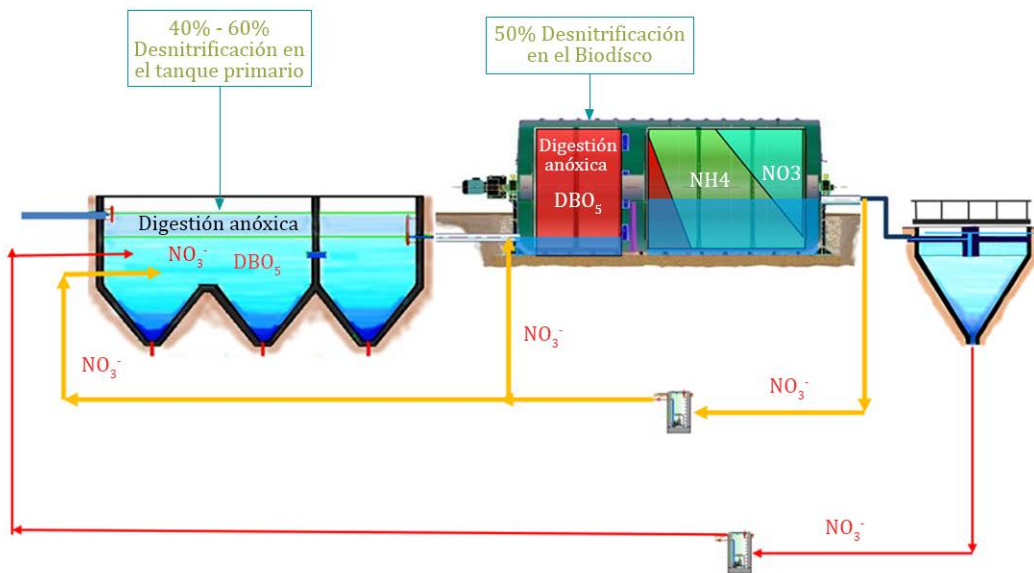
También se dan procesos de desnitrificación, pero en menor medida, por la intervención de las bacterias desnitrificantes presentes en suspensión en la primera etapa del CBR.

Cuando se persiga lograr la desnitrificación en el propio CBR es preciso tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para que la desnitrificación sea efectiva es importante controlar el espesor de la biopelícula, llevándola a condiciones de anoxia, pero no anaerobias, que provocarían su desprendimiento y la generación de malos olores. Para esto es necesario establecer las velocidades de giro adecuadas.
- Es importante tener en cuenta estos aspectos en el diseño del CBR, pues el peso que deberá soportar el eje será superior, por la mayor cantidad de biopelícula presente.

En ocasiones también se puede acudir a soluciones mixtas, que suelen resultar más eficientes que las anteriores (Figura 7.158) (*FULLGAS*).

Figura 7.158. Diagrama de flujo para la eliminación de nitrógeno.



7.7.5.3 Eliminación del fósforo

Dados los bajos rendimientos que se alcanzan en la eliminación de fósforo en los CBR (20-30%), en aquellas situaciones en las que por las características del medio receptor se precise obtener eliminaciones de este nutriente más elevadas, se recomienda el empleo de tratamientos fisicoquímicos, recurriendo a la adición de sales de hierro o de aluminio (ver Capítulo 8) a la salida de los contactores y antes de la etapa de sedimentación secundaria.

Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

7.7.5.4 Dimensionamiento de la sedimentación secundaria

Para el dimensionamiento de la sedimentación secundaria se seguirán las recomendaciones que se recogen en el apartado 7.6.5.4.

7.7.5.5 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante el uso de Contactores Biológicos Rotativos.

1.- Definición del número de etapas

Se definirá el número de etapas con las que contará el CBR, en función de que el objetivo sea la eliminación de la materia carbonada o la nitrificación. En el primero de los casos se emplearán 2-3 etapas y 3-4 etapas para el segundo.

2.- Determinación de la superficie necesaria del material de soporte del contactor

Fijado un valor de la carga superficial, de acuerdo a lo especificado en la Tabla 7.68, la superficie del material de soporte se determina mediante:

$$S = \frac{Q \cdot C_a}{C_s}$$

Determinada la superficie necesaria del material de soporte, a través de los catálogos de los fabricantes de Contactores Biológicos Rotativos, se determinan

sus dimensiones. A modo de ejemplo, la Tabla 7.69 muestra las dimensiones de una serie de Contactores Biológicos Rotativos, junto a la potencia instalada.

Tabla 7.69. Dimensiones de Contactores Biológicos Rotativos (UNFAMED).

Diámetro de los discos (m)	Longitud del eje (m)	Superficie del material de soporte (m ²)	Potencia instalada (kW)
1,60	4,6	1.336	0,55
	5,6	1.567	0,55
	6,6	1.879	0,75
1,95	4,6	1.950	0,75
	5,6	2.432	0,75
	6,6	2.914	0,75
2,30	4,6	2.790	1,1
	5,6	3.480	1,1
	6,6	4.172	1,5
2,55	4,6	3.482	1,5
	5,6	4.346	1,5
	6,6	5.209	1,5
2,95	4,6	4.622	2,2
	5,6	5.738	2,2
	6,6	6.868	3,0
3,60	4,6	7.243	3,0
	5,6	9.038	3,0
	6,6	10.843	3,0
3,95	4,6	8.770	4,0
	5,6	10.945	5,5
	6,6	13.120	5,5

3.- Determinación del volumen del reactor

A partir del TRH recomendado para el caudal máximo se determina el volumen de la cuba del CBR reactor haciendo uso de la expresión:

$$V = Q_{m\acute{a}x} \cdot TRH$$

El valor del TRH a $Q_{m\acute{a}x}$ debe ser ≤ 1 hora cuando se desee únicamente eliminar materia carbonada, siendo mayor cuando también se desee nitrificar.

4.- Verificación de la carga hidráulica

A partir del volumen de la cuba del CBR, y fijada su altura útil, se determina la superficie de la sección transversal. Haciendo uso de esta superficie se calcula la carga hidráulica, haciendo uso de la expresión:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Debe verificarse que el valor obtenido de carga hidráulica es conforme con el recomendado.

5.- Determinación del número de líneas

Los CBR presentan una limitación en lo referente a su capacidad unitaria de tratamiento, debido a limitaciones estructurales, especialmente en lo relativo a la longitud de los ejes del rotor. Por ello, esta capacidad unitaria se sitúa en 400-500 m³/d.

El operar con varias líneas aporta flexibilidad al tratamiento, dado que en caso de avería en uno de los CBR, su alimentación puede desviarse temporalmente a las otras unidades implantadas.

6.- Dimensionamiento del sedimentador secundario

A partir del valor recomendado de la carga hidráulica a caudal máximo, se determina la superficie del sedimentador secundario mediante la expresión:

$$S = \frac{Q_{Máx}}{C_{hQMáx}}$$

A partir de la superficie calculada y de la profundidad definida del sedimentador secundario, se procederá a determinar su volumen útil, con el que se procederá al cálculo del tiempo de retención hidráulica a caudal máximo, haciendo uso de la expresión:

$$TRH_{Qmáx} = \frac{V}{Q_{máx}}$$

comprobándose que el TRH obtenido cumple con las especificaciones establecidas.

Por último, se procederá a determinar el valor de la carga sobre el vertedero, empleando para ello la expresión:

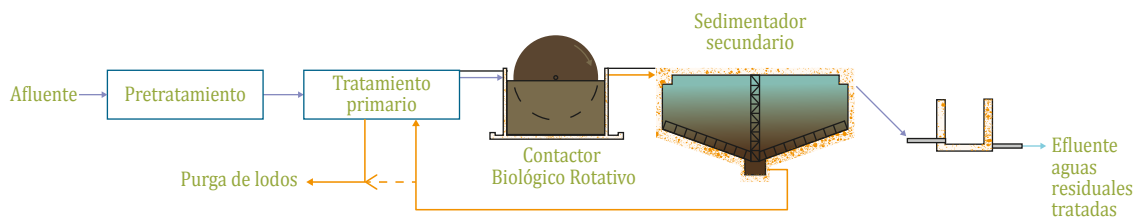
$$C_v = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{L}$$

y se comprobará que el valor obtenido cumple con lo recomendado.

7.7.6 Líneas de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.3.2 de la presente guía, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Contactores Biológicos Rotativos, en base a la que se desarrollan los dimensionamientos básicos, es la siguiente (Figura 7.159):

Figura 7.159. Línea de tratamiento propuesta para los CBR.



Esta línea tiene dos versiones:

- **Línea de tratamiento I:** se aplica en la zona ecológica del Altiplano y en ella el tratamiento primario por debajo de los 20.000 habitantes servidos está constituido por un Tanque Imhoff, y por encima de esta población por un Sedimentador Primario. En el primero de los casos, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria, se envían al Tanque Imhoff para su estabilización vía anaerobia. En el segundo de los casos, los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se estabilizan en frío en lagunas anaerobias.
- **Línea de tratamiento II:** se aplica en las zonas ecológicas de Valles y Llanos y en ella el tratamiento primario está constituido por un RAFA,

al que se envían, para su estabilización, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria.

7.7.6.1 Características de la línea de tratamiento I

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener en la línea de tratamiento I se muestran en la tabla adjunta (MARM 2010; MARN 2016).

Tabla 7.70. Rendimientos de la línea de tratamiento I.

	Tratamiento primario	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	55 - 65	85 - 95
DBO ₅ (%)	25 - 35	85 - 90
DQO (%)	25 - 30	80 - 85
N _T (%)	-	20 - 35 ¹
P _T (%)	-	20 - 30
Coliformes fecales (u. log.)	-	1

¹Cuando se diseña específicamente para eliminar nitrógeno, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 60-65%

Influencia de la climatología y la altitud

La temperatura tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Contactores Biológicos Rotativos, disminuyendo los rendimientos de eliminación de los contaminantes (especialmente del nitrógeno) conforme desciende este parámetro.

En lo referente a la influencia de la altitud sobre el comportamiento de esta línea de tratamiento, no se cuenta con la información contrastada suficiente para poder determinar cómo influyen las diferentes presiones parciales de oxígeno en los rendimientos que se dan en las distintas zonas ecológicas bolivianas, especialmente en el Altiplano.

Adaptación a la zona ecológica

El hecho de que los CBR operen bajo cubierta, protegido de las inclemencias meteorológicas, permite que se adapten bien a las condiciones del Altiplano, por lo que pueden aplicarse en todo el territorio boliviano.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Los Contactores Biológicos Rotativos soportan bien las variaciones de caudal de las aguas residuales a tratar, siempre y cuando el tiempo de retención hidráulica se mantenga por encima del mínimo necesario. Si estas variaciones de caudal son muy elevadas, es recomendable añadir a la línea de tratamiento algún sistema de regulación del caudal de alimentación.

También, por el hecho de operar bajo la modalidad de biomasa fija, los CBR trabajan bien con aguas residuales diluidas, lo que no ocurre con las diferentes modalidades de Lodos Activados (por ejemplo, Aireación Extendida), que se basan en procesos de biomasa en suspensión.

Al disponer de pocas variables de control sobre las que actuar, frente a condiciones de operación diferentes a las consideradas en el diseño inicial (en comparación con los procesos de Lodos Activados), operar cerca de los parámetros de diseño es fundamental, para conseguir buenos rendimientos con este tipo de tecnología.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento los lodos se generan tanto en el tratamiento primario (Tanques Imhoff por debajo de los 20.000 habitantes y Sedimentadores Primarios para las poblaciones mayores), como en los propios Contactores Biológicos Rotativos.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en el Tanque Imhoff se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en los Sedimentadores Primarios se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 63% y que los lodos presentan una concentración final del 4%.

A las cantidades generadas de lodos en los Tanque Imhoff y Sedimentadores Primarios se ha sumado las que se extraen periódicamente de los sedimentadores secundarios, asumiendo: un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los tratamientos primarios del 30%; una producción de lodos en los CBR de 0,75 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los CBR del 82,5% y que los lodos tienen un porcentaje de materia volátil del 65%, que se reduce un 40% en los Tanques Imhoff y lagunas anaerobias, a los que se envían para su estabilización. Los lodos estabilizados que se extraen de los Tanques Imhoff y de las lagunas anaerobias presentan concentraciones del 5 y 3%, respectivamente.

Con todo ello, se ha obtenido la Tabla 7.71, que presenta la producción de lodos en la línea I.

Tabla 7.71. Generación de lodos de la línea de tratamiento I.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	g m.s./hab/d	18,5	23,7	26,6	31,1	33,5	38,1
	%	5	5	5	5	3	3
	L/hab/d	0,37	0,47	0,53	0,62	1,12	1,27

Como se ha comentado, por debajo de los 20.000 habitantes los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se envían a los Tanques Imhoff, mientras que para poblaciones mayores estos se envían a lagunas anaerobias, para su estabilización en frío.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

La complejidad de estas labores dependerá del grado de equipamiento electromecánico con el que cuente la línea de tratamiento, dado que este condicionará las necesidades de los mantenimientos preventivos y correctivos de los equipos y, por tanto, la necesidad de contar con operadores más o menos cualificados y en mayor o menor cantidad.

Si bien, las labores para la correcta operación de los CBR no entrañan una especial dificultad, el hecho de contar con equipamientos electromecánicos (accionamiento del giro del rotor, bombas para la purga de los lodos en exceso del sedimentador secundario, motores de accionamiento de las rasquetas de fondo y superficie en los sedimentadores dinámicos), conlleva el correspon-

diente mantenimiento preventivo y correctivo de estos equipos, para lo que se precisan operadores cualificados y, en ciertos casos, la asistencia técnica de empresas externas.

También, debe tenerse en cuenta que los Contactores Biológicos Rotativos son equipos generalmente importados, por lo que conviene asegurarse que la casa comercial que importe estos equipos cuente con un buen servicio técnico postventa.

Impactos medioambientales

En los tratamientos primarios (Sedimentadores Primarios, Tanques Imhoff), que preceden a los CBR, se pueden generar malos olores. La generación de estos olores en el caso de los sedimentadores primarios viene motivada, principalmente, por una mala gestión de la extracción de los lodos decantados y en el caso de los Tanques Imhoff por los gases que se generan en los procesos anaerobios que tiene lugar en la zona de digestión, cuando estos gases escapan libremente a la atmósfera. En este último caso, también se emitirá a la atmósfera metano, gas con alto potencial de efecto invernadero.

Si las cargas orgánicas con las que trabajan los Contactores Biológicos Rotativos se ajustan a las recomendadas y los recintos que los albergan se mantienen convenientemente ventilados, la generación de malos olores en los CBR es mínima.

Como consecuencia de la escasa potencia que precisan los Contactores Biológicos Rotativos para su funcionamiento y el bajo número de revoluciones a la que giran los rotores, el nivel de ruido generado es muy bajo, por lo que el impacto sonoro que se produce es muy reducido.

Los impactos visuales negativos de esta tecnología son muy limitados, como consecuencia de su reducido tamaño y por el hecho de que gran parte de su estructura se suele disponer enterrada.

Como en cualquier otra tecnología, por deficiencias constructivas o por el deterioro de las instalaciones, se corre el riesgo de infiltraciones de aguas de mala calidad que pueden provocar la contaminación de las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una línea de tratamiento de carácter intensivo, precisa de poca superficie para su emplazamiento, por lo que las características de los posibles terrenos disponibles ejercen una menor influencia sobre su selección. No obstante, al construirse generalmente enterrados el tratamiento primario, el reactor y la sedimentación secundaria, deben primarse los terrenos fáciles de excavar, con un nivel freático profundo, buena capacidad portante y que permitan que, en la mayor parte del proceso de tratamiento, las aguas a tratar discurren por gravedad, para obviar bombeos, con el consiguiente ahorro en los costos de construcción y, especialmente, en los de operación.

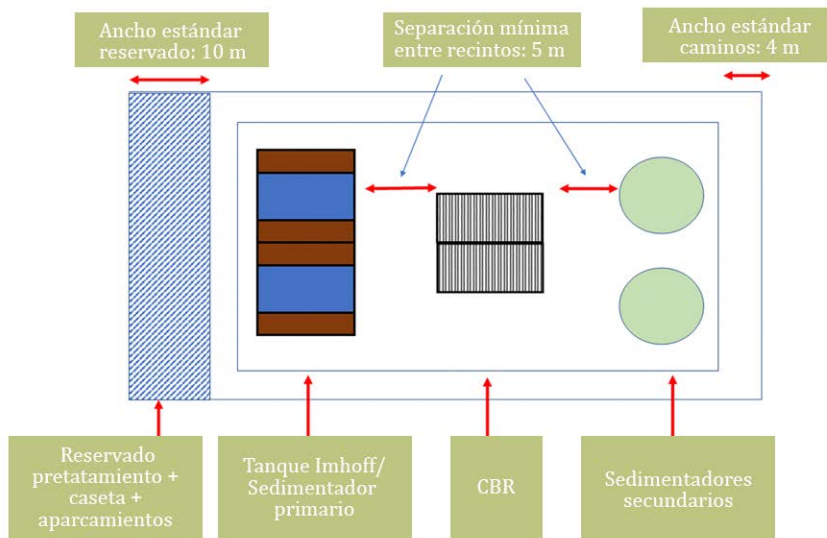
Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejillas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso respectivamente, dispuestas en serie, a las que siguen un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejillas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 1 cm, dispuestas en serie, y con una rejilla de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.
- Tratamiento primario: por debajo de los 20.000 habitantes se hace uso de Tanques Imhoff, por encima de esta población se recurre al empleo de Sedimentadores Primarios dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie. En el caso de los Tanques Imhoff se recurre a la implementación de una única unidad en la línea de tratamiento, mientras que en el caso de los Sedimentadores Primarios se implantan dos unidades en paralelo.
- La tipología de contactor seleccionada ha sido la de biodiscos, con una configuración de tres etapas en cascada, empleando una carga superficial de $8 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$ para la determinación de la superficie necesaria del material de soporte.

- Una vez determinada la superficie necesaria del material de soporte, el número y las dimensiones de los contactores y de los reactores, así como la potencia necesaria para el accionamiento del rotor, se han determinado haciendo uso del catálogo de una empresa fabricante.
- Para la determinación del volumen de los reactores se ha adoptado un TRH de 1 hora a caudal máximo.
- Como sedimentadores secundarios se emplean sedimentadores dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie.
- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, ni la desinfección de los efluentes, que se establece en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

Figura 7.160. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para esta línea de tratamiento para los tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para el emplazamiento de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento ($m^3/m^3/d$) y carga tratada ($m^3/kg DBO_5/d$).

Figura 7.161. Requisitos de superficie por habitante servido.

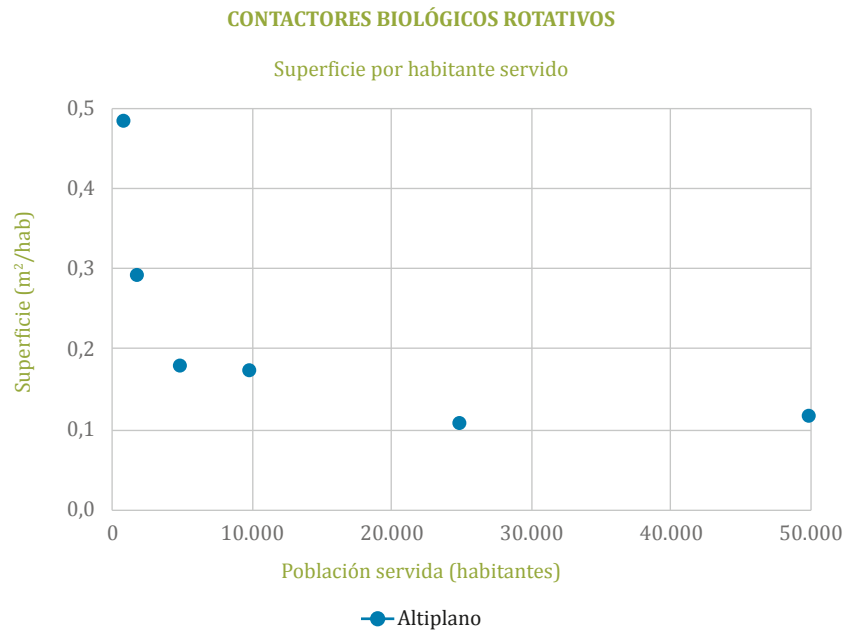


Figura 7.162. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

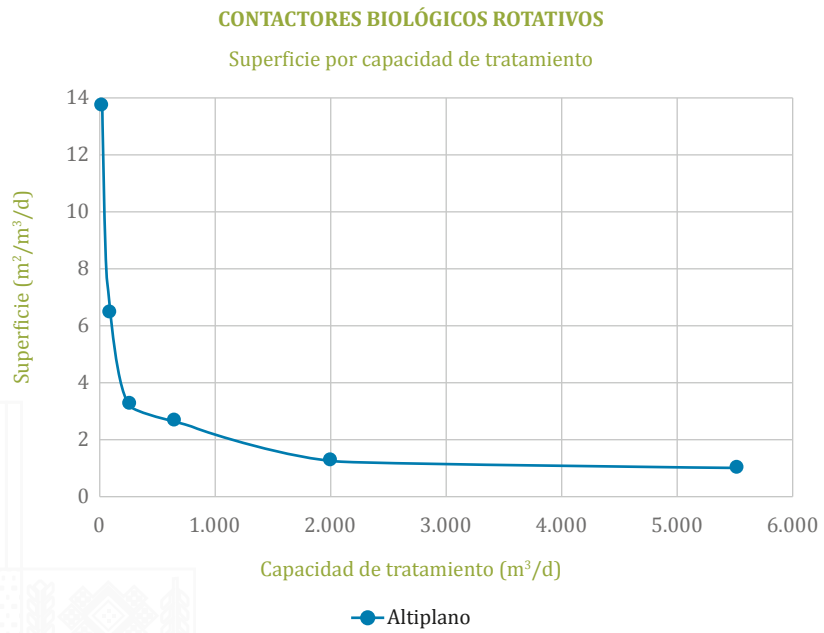
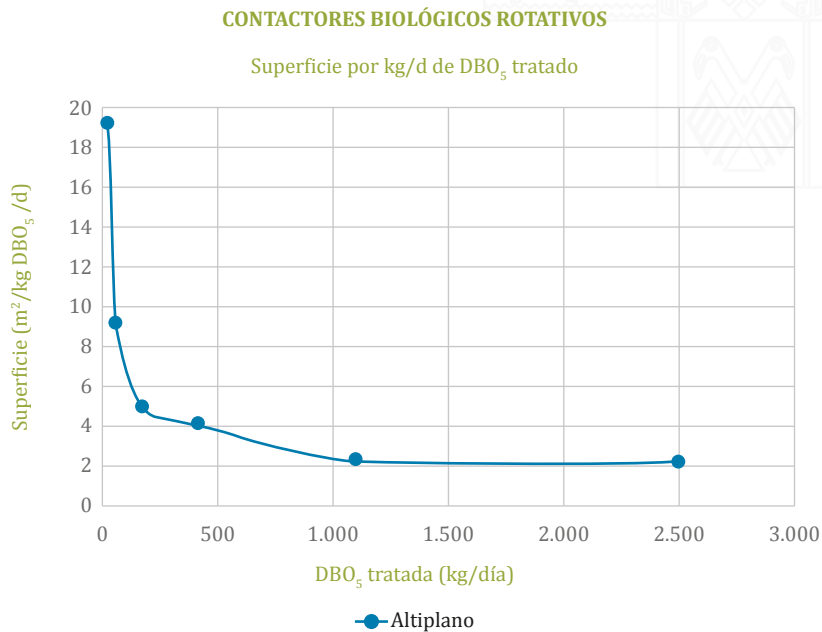


Figura 7.163. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En estas curvas se observa que los requisitos de superficie por habitante servido siguen, en general, la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan con el tamaño de la población tratada, la capacidad de tratamiento y la cantidad tratada de DBO_5 .

El quiebre que se observa en la curva, al pasar de 2.000 a 5.000 habitantes servidos, viene motivado por pasar de una única línea de tratamiento a dos líneas dispuestas en paralelo.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.161 se han desglosado en la Tabla 7.72 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del pretratamiento, de los CBR y de los sedimentadores secundarios, para los distintos tamaños de población considerados.

Tabla 7.72. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario, los CBR y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el tratamiento primario/ CBR/sedimentadores secundarios					
Altiplano	1/3/1	2/4/1	3/7/2	4/9/3	5/13/8	5/12/9

Se observa, que de los tres elementos considerados de la línea de tratamiento, los CBR son los que ocupan un mayor porcentaje de la superficie total de la instalación de depuración.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamientos básicos realizados, conforme a las bases de partida especificadas en los apartados 5.5.5.1 y 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes, que representan, para la zona ecológica del Altiplano y para los tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d).

Figura 7.164. Costos de construcción por habitantes servidos.

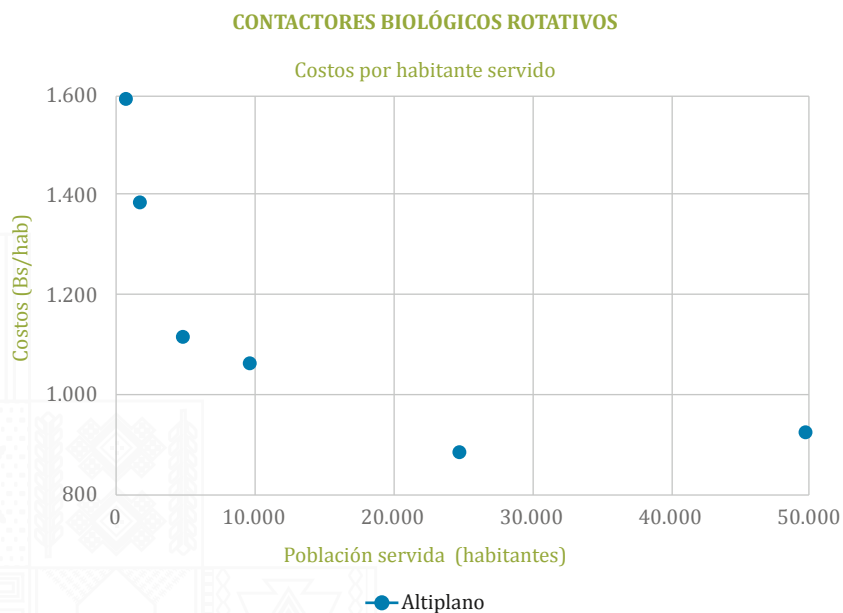


Figura 7.165. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

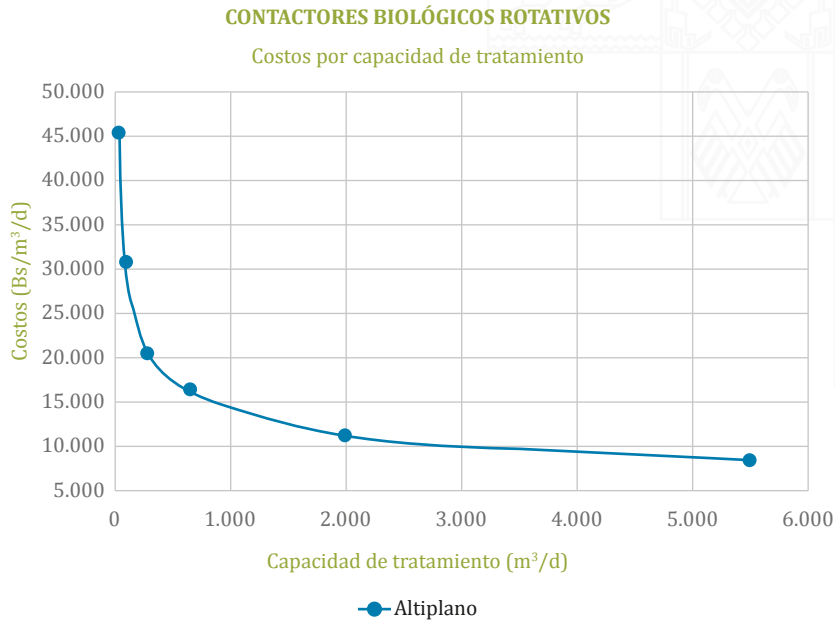
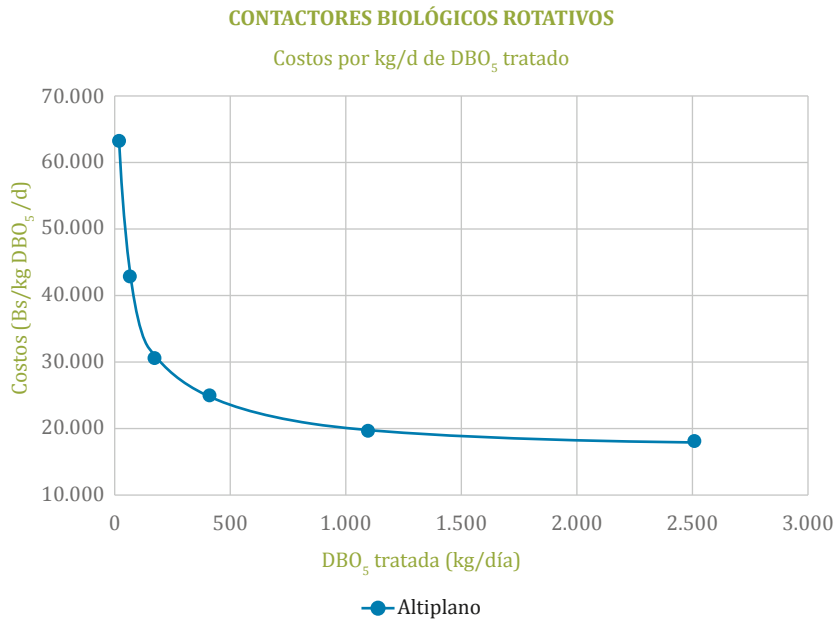


Figura 7.166. Costos de construcción por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En las tres curvas se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la DBO₅ tratada.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.164, se han desglosado en la Tabla 7.73 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, tratamiento primario, CBR, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.73. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Pretratamiento	5	3	2	1	5	3
Tratamiento primario	26	28	24	19	6	5
CBR	25	33	42	51	60	64
Sedimentadores secundarios	12	10	8	6	7	6
Caseta de servicios	6	4	4	2	1	1
Caminos perimetrales	3	2	1	1	0,5	0,3
Cerramiento	1	1	0,5	0,3	0,2	0,1

Del estudio de esta tabla se desprende que:

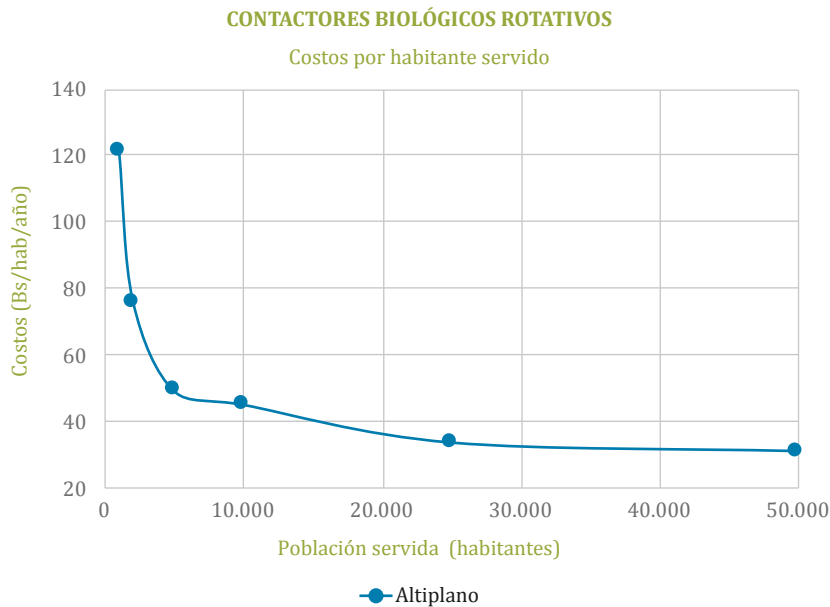
- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los CBR, llegando a alcanzar el 64% del costo total de implantación de la línea de tratamiento.

- El porcentaje del costo de los CBR se incrementa con el tamaño de la población tratada, mientras que los porcentajes de costos del tratamiento primario y de los sedimentadores secundarios disminuyen al aumentar la población servida.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3., se han confeccionado la siguiente curva que representa para zona ecológica del Altiplano y para los tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.167. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.167, se han desglosado en la Tabla 7.74 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.74. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal (%)	59,0	47,0	32,6	31,3	22,2	13,2
Energía (%)	15,3	20,9	25,0	26,7	29,9	31,0
Mantenimiento y operación (%)	15,0	22,2	29,7	32,0	37,9	34,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,1	2,3	4,1	5,2	7,5	9,3
Control analítico (%)	9,6	7,7	8,7	4,8	2,5	2,6

Del estudio de esta tabla se concluye que a medida que crece la población servida disminuyen, generalmente, los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con el consumo energético, el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.7.6.2 Características de la línea de tratamiento II

Dado que el apartado 7.6.6.2 se analizaron las características de los RAFA cuando anteceden a los Filtros Percoladores, que estas características también son validas para la combinación RAFA + Contactores Biológicos Rotativos y que las características de los CBR se han analizado en el apartado anterior, en este apartado tan sólo se pasa revista a los rendimientos, la producción y características de los lodos producidos y a las estimaciones de los requisitos de superficie y de costos de construcción y de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II.

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener con la línea de tratamiento II se muestran en la tabla adjunta.

Tabla 7.75. Rendimientos de la línea de tratamiento II.

	RAFA	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	50 - 70	85 - 95
DBO ₅ (%)	70 - 80	85 - 90
DQO (%)	60 - 70	80 - 85
N _T (%)	-	20 - 35 ¹
P _T (%)	-	10 - 20
Coliformes fecales (u. log.)	-	1

¹Cuando se diseña específicamente para eliminar nitrógeno, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 60-65%.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento los lodos se generan tanto en el tratamiento en los RAFA, como en los propios CBR.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en los RAFA, se parte de las cargas unitarias de DQO para las distintas zonas ecológicas y tamaños de población considerados (Tabla 5.3), y se toma un valor de producción de lodos de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor.

A las cantidades generadas de lodos en los RAFA se ha sumado la que se extrae periódicamente de los sedimentadores secundarios, asumiendo: un porcentaje de eliminación de DBO₅ en los RAFA del 75%; una producción de lodos en los CBR de 0,75 kg m.s./kg de DBO₅ eliminado, un porcentaje de eliminación de DBO₅ en los CBR del 42% y que los lodos tienen un porcentaje de materia volátil del 65%, que se reduce un 40% en los RAFA, a los que se envían para su estabilización.

Con todo ello, se ha obtenido la Tabla 7.76, que presenta la generación de lodos en la línea II.

Tabla 7.76. Generación de lodos de la línea de tratamiento II.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	10,3	12,3	12,9	13,8	17,6	19,7
	%	5	5	5	5	5	5
	L/hab/d	0,21	0,25	0,26	0,28	0,35	0,39

Al enviarse los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios a los RAFA de cabecera, los lodos que periódicamente se extraigan de estas unidades de tratamiento se encontrarán estabilizados, siendo necesario tan sólo proceder a su secado.

Estimación de la superficie necesaria

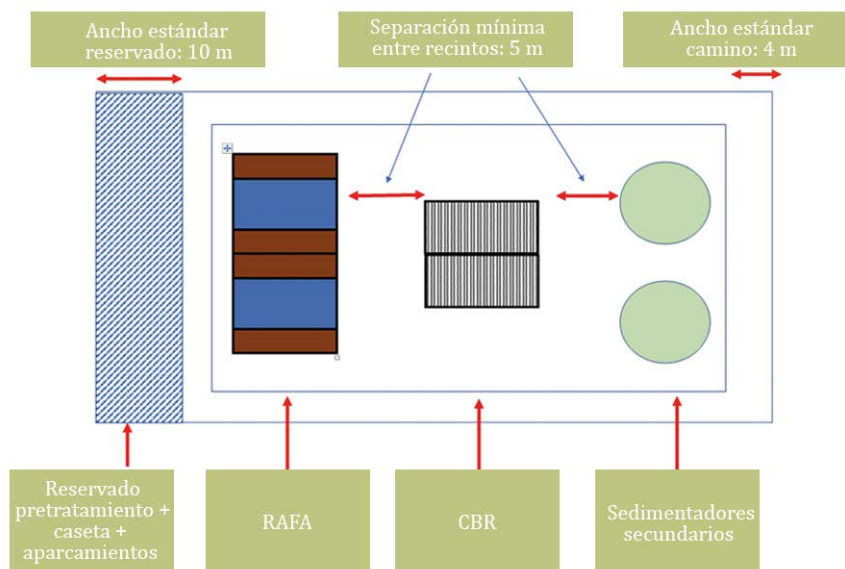
De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejillas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso respectivamente, dispuestas en serie, a las que sigue un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejillas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 0,6 cm, dispuestas en serie, y con una rejilla de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.
- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se disponen enterrados en el suelo y presentan una altura útil de 4 m.
- En todos los casos, y por flexibilidad, se opera con dos líneas de tratamiento de RAFA en paralelo.
- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se han dimensionado con TRH a caudal medio de 10 y 7 horas, en los Valles y Llanos, respectivamente.
- Se adopta un rendimiento de eliminación de DBO_5 en los RAFA del 75%.
- La tipología de CBR seleccionada ha sido la de biodiscos, con una configuración de tres etapas en cascada, empleando una carga superficial de $10 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$ (Valles y Llanos), para la determinación de la superficie necesaria del material de soporte.
- Una vez determinada la superficie necesaria del material de soporte, el número y las dimensiones de los contactores y de los reactores, así

como la potencia necesaria para el accionamiento del rotor, se han determinado haciendo uso de catálogos de empresas fabricantes.

- Para la determinación del volumen de los rectores se ha adoptado un TRH de 1 hora a caudal máximo.
- Como sedimentadores secundarios se emplean sedimentadores dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie.
- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, ni la desinfección de los efluentes, que se establece en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

Figura 7.168. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para esta línea de tratamiento para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para el emplazamiento de la línea de tratamiento II por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$) y carga tratada ($m^2/kg DBO_5/d$).

Figura 7.169. Requisitos de superficie por habitante servido.

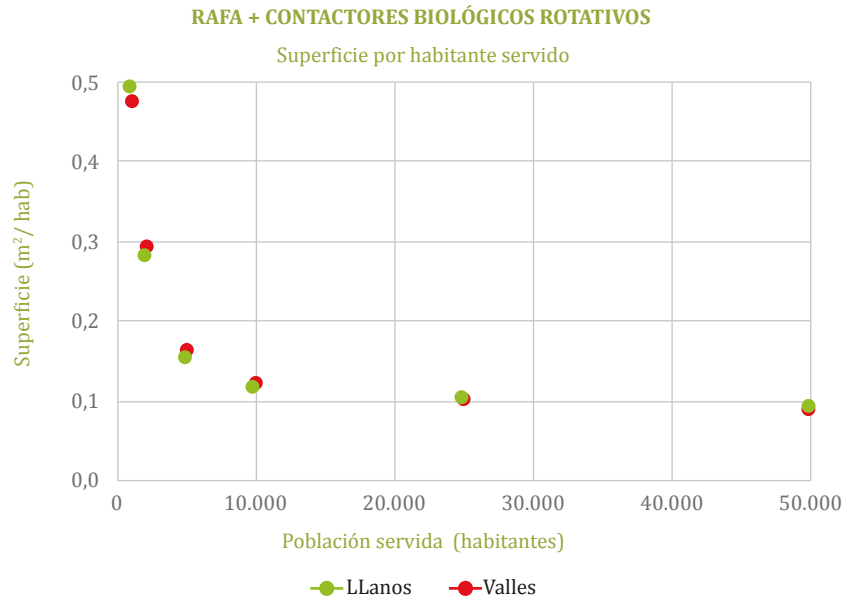


Figura 7.170. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

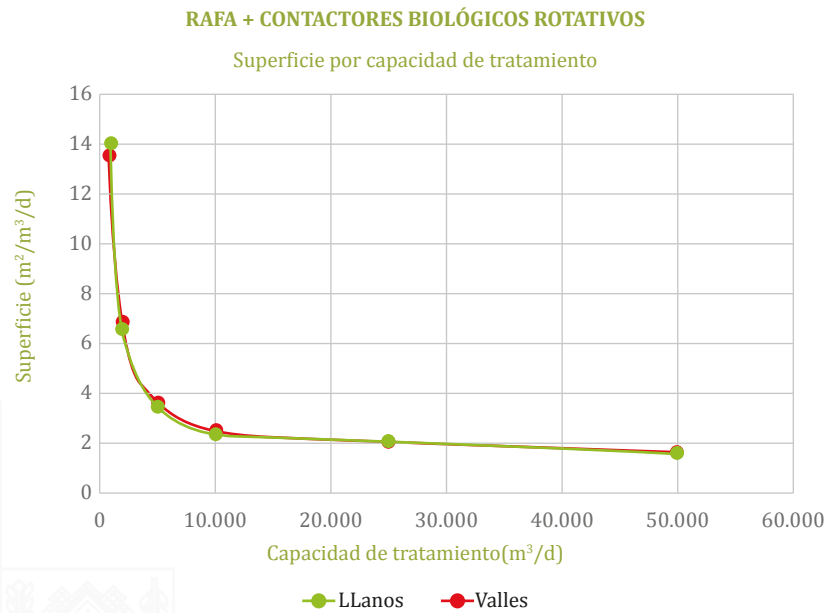
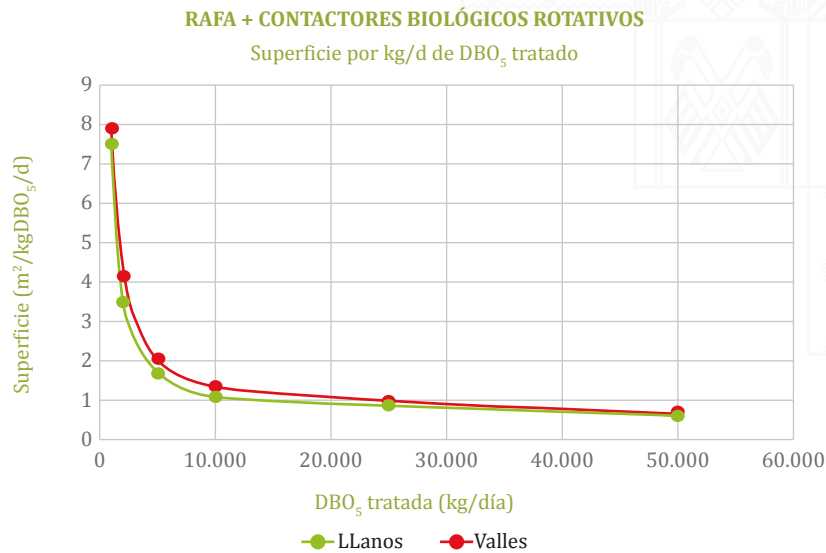


Figura 7.171. Requisitos de superficie por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En los tres casos se observa una gran similitud en los requisitos de superficie para la construcción de esta línea de tratamiento en las dos zonas ecológicas, superponiéndose los puntos y las curvas.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.169 se han desglosado en la Tabla 7.77 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del RAFA, los CBR y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.77. Porcentajes de superficie ocupada por los RAFA, los CBR y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento II.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los RAFA/CBR/sedimentadores secundarios					
Valles	1/2/1	3/2/2	5/3/4	8/4/6	11/5/10	16/5/13
Llanos	1/3/1	2/3/2	4/3/5	7/4/7	9/5/11	12/5/15

Al alcanzarse en los RAFA mayores rendimientos de eliminación de DBO₅ que en los Tanques Imhoff y los Sedimentadores Primarios, en esta línea de tratamiento decae notablemente el porcentaje ocupado de superficie por los CBR, llegando a ser superado, por encima de los 2.000 habitantes, por el porcentaje de superficie que ocupan los RAFA y los sedimentadores secundarios.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes que representan para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para los rangos de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento II por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d).

Figura 7.172. Costos de construcción por habitante servido.

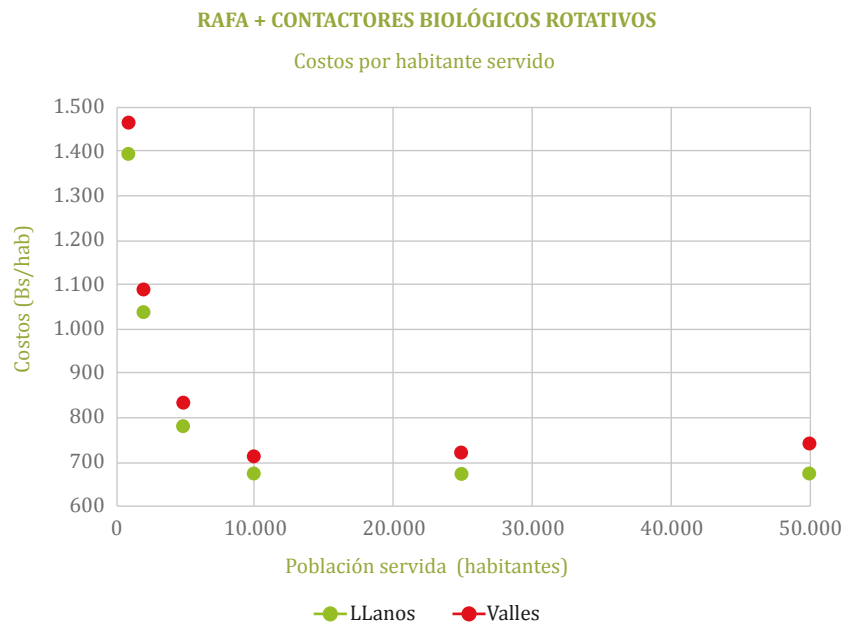


Figura 7.173. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

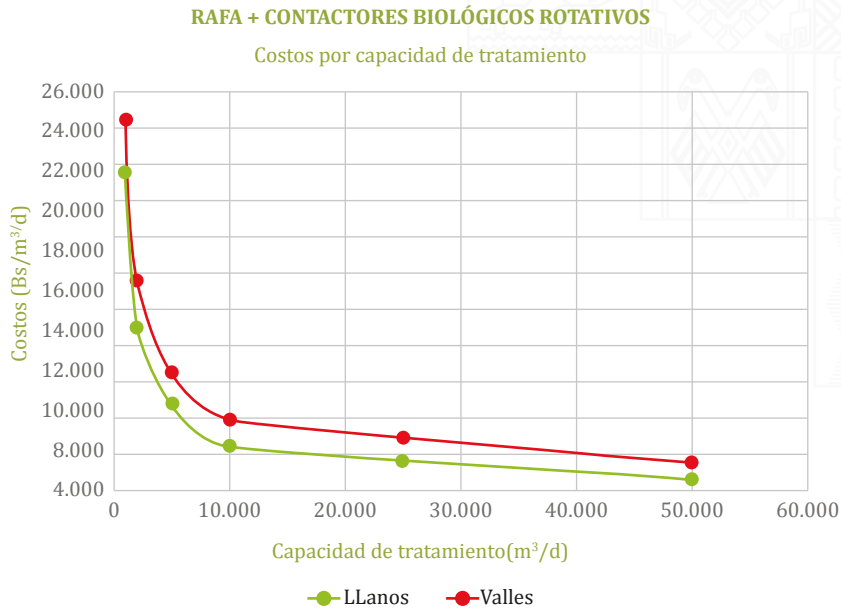
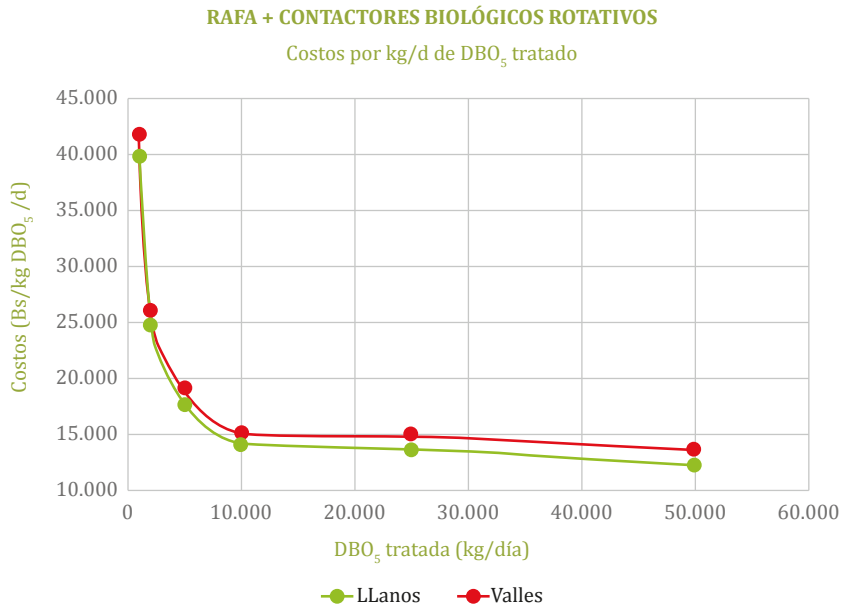


Figura 7.174. Costos de construcción por kg DBO₅ tratado de aguas residuales.



Para una mejor comprensión de la Figura 7.172, se han desglosado en la Tabla 7.78 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, RAFA, CBR, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.78. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Pretratamiento	6	4	2	1	6	4
RAFA	30	35	37	39	37	40
CBR	16	18	21	24	24	25
Sedimentadores secundarios	16	15	13	11	10	9
Caseta de servicios	7	5	5	3	2	1
Caminos perimetrales	4	3	2	1	1	0,4
Cerramiento	1	1	1	0,5	0,2	0,2
Llanos						
Pretratamiento	6	4	2	1	7	5
RAFA	26	32	33	36	33	36
CBR	18	19	23	25	26	28
Sedimentadores secundarios	17	16	14	13	12	10
Caseta de servicios	7	5	5	3	2	1
Caminos perimetrales	4	3	2	1	1	0,4
Cerramiento	2	1	1	0,5	0,3	0,2

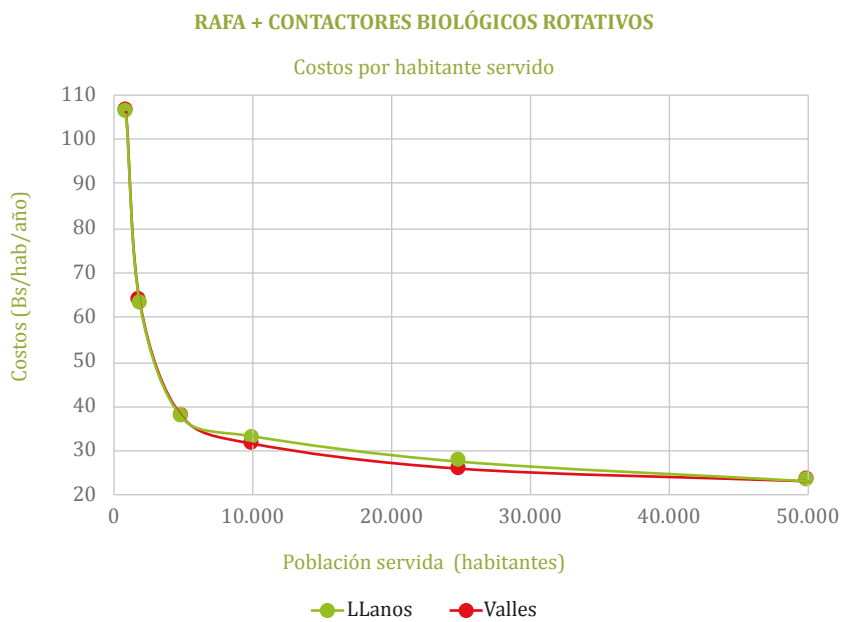
Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), seguido de los Filtros Percoladores y de los sedimentadores secundarios.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han elaborado las siguientes curvas que representan, para las diferentes zonas ecológicas y rangos de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.175. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se observa una gran similitud de los costos de operación y mantenimiento de esta línea de tratamiento para las dos zonas ecológicas consideradas, llegando a superponerse las curvas correspondientes.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.175, se han desglosado en la Tabla 7.79 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II

Tabla 7.79. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Personal (%)	67,2	56,5	42,2	44,2	28,7	17,6
Energía (%)	7,3	12,2	14,8	12,2	17,8	19,9
Mantenimiento y operación (%)	13,8	20,7	29,2	33,5	45,4	52,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,4	2,5	3,2	4,9	6,1
Control analítico (%)	11,0	9,2	11,3	6,7	3,3	3,5
Llanos						
Personal (%)	67,4	56,7	42,4	42,1	26,9	17,5
Energía (%)	7,3	12,2	14,9	16,7	22,2	19,8
Mantenimiento y operación (%)	13,6	20,4	29,0	31,9	43,2	53,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,4	2,5	3,0	4,6	6,1
Control analítico (%)	11,0	9,3	11,3	6,4	3,1	3,5

Se comprueba que a medida que crece la población servida disminuyen, generalmente, los porcentajes de costos correspondientes al personal y al control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.7.7 Características constructivas

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Contactores Biológicos Rotativos. En los apartados 6.5.2.5, 6.5.3.5, 7.2.8 y 7.6.7.2 se recogen las de los Tanques Imhoff, Sedimentadores Primarios, y de los RAFA y sedimentadores secundarios, respectivamente.

El confinamiento

- Para las CBR más pequeños, hasta 50 m³/d, el reactor puede construirse en materiales plásticos o metálicos, para poblaciones mayores lo habitual es recurrir al empleo de hormigón armado.
- Las dimensiones del reactor (largo, ancho y profundidad) deben ajustarse a la longitud del rotor y al diámetro del material de soporte, al objeto

dejar poco espacio libre entre ellos y las paredes del reactor, con el fin de poder mantener la biomasa presente en suspensión con tan sólo giro del material de soporte.

- Los bajos tiempos de retención en el reactor obligan a la utilización de sistemas de laminación de caudales cuando el caudal punta es superior a 2,5 veces el caudal medio. La regulación se puede realizar mediante la incorporación de un tanque de laminación específico, mediante la variación de la lámina de agua en el tratamiento primario o, en el caso de que exista un bombeo de impulsión, incrementando el volumen del tanque de aspiración de las bombas.
- Sobre los contactores se dispone una cubierta, que se puede ejecutar en poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV), policarbonato, aluminio anodizado con revestimiento interior aislante, etc.
- La cubierta debe estar dotada de trampillas para la aireación del material de soporte y con algún elemento de acceso para la inspección de su interior.

Figura 7.176. Distintos tipos de cubiertas para Contactores Biológicos Rotativos.



- 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 contactores se alojan en el interior de edificios.

El rotor

- Tiene como misiones soportar el material soporte para la fijación microbiana y permitir su giro.
- Suele ser de acero inoxidable, sin anclajes ni soldaduras.
- La flexión del eje funcionando a plena carga, cuando el material de soporte está completamente colonizado, no debe ser mayor a 1/300 de su longitud (UNE-EN 12255-7).
- La longitud de los ejes de los contactores limita estructuralmente su capacidad unitaria de tratamiento, que se sitúa alrededor de unos 500 m³/día por unidad de contactor.
- 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.
- Los cojinetes deben tolerar fallos de alineación de un máximo de 5 mm/m de longitud del eje.

El mecanismo de accionamiento

- Para el accionamiento del eje se recurre, normalmente, al empleo de un motorreductor.
- Los ejes se conectan a motorreductores mediante acoplamientos elásticos con dispositivos de goma, al objeto de compensar las irregularidades que ocasionalmente puedan producirse durante su funcionamiento.
- La velocidad típica de giro de los discos se establece del orden 1 a 2 rpm, siendo la velocidad periférica máxima permitida de 0,15-0,3 m/s. En ocasiones se implantan variadores de frecuencia para poder regular la velocidad de giro.

El material de soporte

- Los tipos de material de soporte se clasifican en función de su superficie por eje, disponiéndose de medios de baja densidad (o densidad estándar), de densidad media y de alta densidad. Los primeros presentan un 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 los contactores, etapas en las que el espesor de la biopelícula es menor.

- Cuando los CBR operen con cargas orgánicas superficiales $\geq 20 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$ en una etapa, debe dimensionarse el material de soporte para una superficie específica teórica $\leq 100 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Por debajo de ese nivel de carga orgánica superficial se recomienda una superficie específica teórica $\leq 150 \text{ m}^2/\text{m}^3$ (ATV-DVWK-A 281E).
- En las unidades de CBR destinadas a desnitrificación, la superficie específica teórica del material de soporte se puede incrementar hasta un máximo de $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$ (ATV-DVWK-A 281E).
- En el caso de los Biodiscos, los discos 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. Este corrugado, cuando el proceso se diseña para que tenga lugar la desnitrificación, suele ser todavía más pronunciado con el objetivo de conseguir que las gotas de agua tengan un tiempo de contacto con el aire mayor.
- 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.
- Para cualquier medio soporte, en los CBR destinados a la eliminación de la materia carbonada, la separación entre los discos nunca debe ser inferior a 15 mm, para evitar que el desarrollo de la biopelícula ciegue esta separación. En CBR que operen con cargas orgánicas superficiales $\geq 20 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2/\text{d}$ la separación mínima entre discos que se recomienda es $\geq 18 \text{ mm}$ (ATV-DVWK-A 281E).
- En el caso de los CBR destinados a la nitrificación la distancia entre discos puede reducirse a 10 mm (ATV-DVWK-A 281E).
- Los discos se disponen semisumergidos en el reactor, 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.

Los elementos de entrada y salida

- Las aguas a tratar, antes de su ingreso en los Contactores Biológicos Rotativos, deben someterse a un pretratamiento y a un tratamiento primario, al objeto de eliminar la mayor parte de las partículas en suspensión.
- Tras el pretratamiento, se dispondrá un elemento para la medición de los caudales de alimentación al CBR.
- La entrada y salida de los CBR deben estar dispuestas en los extremos opuestos del confinamiento, de manera que se favorezca la circulación de las aguas a través del material de soporte cuando este se encuentra sumergido (Figura 7.177).

Figura 7.177. Entrada y salida en un Contactor Biológico Rotativo.



7.7.8 Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de las etapas de pretratamiento, Tanques Imhoff y Sedimentadores Primarios ya se han detallado en los apartados 6.3.5, 6.5.2.6 y 6.5.3.6 y las de los RAFA y los sedimentadores secundarios en los apartados 7.2.9 y 7.6.8, respectivamente.
- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Contactores Biológicos Rotativos, diariamente se comprobará:

- El correcto giro del rotor: para el buen funcionamiento de estas unidades de tratamiento es preciso que el rotor se encuentre en continuo giro, pues en caso de parada, la biomasa adherida al material de soporte 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.
 - El aspecto de la biopelícula adherida al medio soporte: su observación permite determinar, de forma aproximada, si el sistema opera correctamente. Una coloración marrón tierra en los primeros discos, con una biomasa de color oscuro, que cambia en los últimos discos a rojo oscuro (al darse fenómenos de nitrificación), es síntoma de un buen funcionamiento de los CBR.
 - 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.
- Mensualmente se procederá a determinar la velocidad de giro del rotor para comprobar que coincide con la estipulada en proyecto y a la verificación de la alineación del eje del rotor, según las indicaciones del fabricante.
 - La película de biomasa que se forma sobre el material de soporte es vital para el funcionamiento del sistema, por lo que jamás debe procederse a su limpieza.
 - Regularmente se procederá al engrase de los equipos mecánicos (limpieza mecanizada de las rejas de desbaste, sistema de accionamiento del giro de rotor, sistema de accionamiento de las rasquetas de los sedimentadores), 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 del fabricante.

7.7.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Contactores Biológicos Rotativos, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.
- Menores requisitos de superficie que otras tecnologías intensivas (Aireaciones Extendidas y Filtros Percoladores).
- Costos de operación y mantenimiento inferiores a las Aireaciones Extendidas, especialmente por su menor consumo energético.
- Labores de operación y mantenimiento más simples en comparación con la Aireación Extendida (no se precisa la recirculación de lodos al reactor, ni se precisa el control del nivel de oxígeno disuelto, ni de la concentración de biomasa en el reactor).
- Buen comportamiento frente a choques tóxicos y aguas residuales diluidas en el caso de la línea I.
- 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.
- Al operar en recintos cerrados se mantienen temperaturas de operación más elevadas, por lo que los rendimientos de depuración se resienten menos en los períodos fríos.
- Muy bajo nivel de ruidos, que se amortiguan en el recinto que alberga a los contactores.
- Escaso impacto visual.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Necesidad de acudir a empresas especializadas a la hora de su diseño y construcción.

- Costos de construcción elevados debido el costo de los equipos, principalmente de los propios rotores.
- Instalación mecánica relativamente compleja y cierta dependencia de la empresa fabricante por ser sistemas patentados.
- En comparación con los sistemas extensivos precisa de un mayor número de equipos electromecánicos, que consumen energía eléctrica y que requieren un mantenimiento más complejo y costoso.
- Las averías mecánicas de los rotores son costosas de reparar, al requerir la disposición de una grúa, gatos de izado, etc.
- Generación de lodos sin estabilizar cuando se emplean sedimentadores primarios
- Deficiente comportamiento ante aguas residuales cargadas en el caso de la línea I.
- Es menos flexible que los procesos de Aireación Extendida y Filtros Percoladores, por lo que se adapta peor que estos ante variaciones respecto a las condiciones de diseño.
- En las líneas que cuentan con Tanque Imhoff y RAFA como tratamientos primario, si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

Referencias bibliográficas

ATV-DWK-A 281E (2001). Dimensioning of Tricking Filters and Rotating Biological Contactor. German ATV-DVWK Rules and standards.

Fullgas. http://www.fullgas.es/areas_negocio/medioambiente/biodiscos_fullgas_kee

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.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

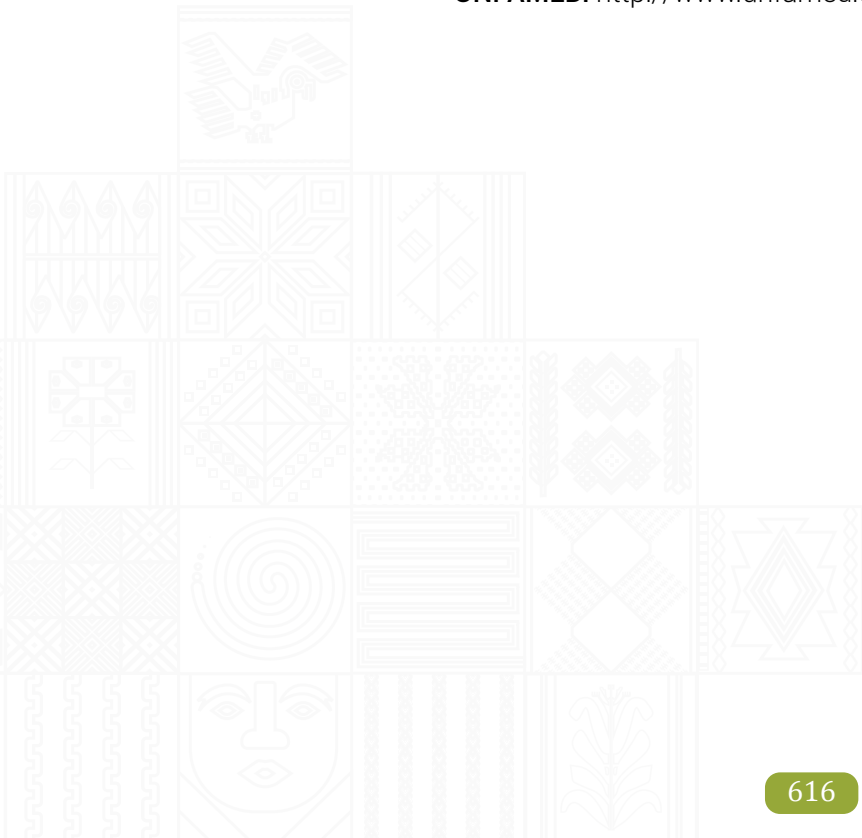
Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0.

Ortega, E. (2018). Tratamientos biológicos de fangos activados. Aspectos generales y procesos convencionales. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

Scholz, M. (2006). Rotating Biological Contactors. Wetland Systems to Control Urban Runoff. Elsevier B.V.

UNE-EN 12225-7 (2003). Plantas depuradoras de aguas residuales. Parte 7: Reactores de medio biológico fijo.

UNFAMED. <http://www.unfamed.com/tratamiento-de-aguas/biodiscos/>



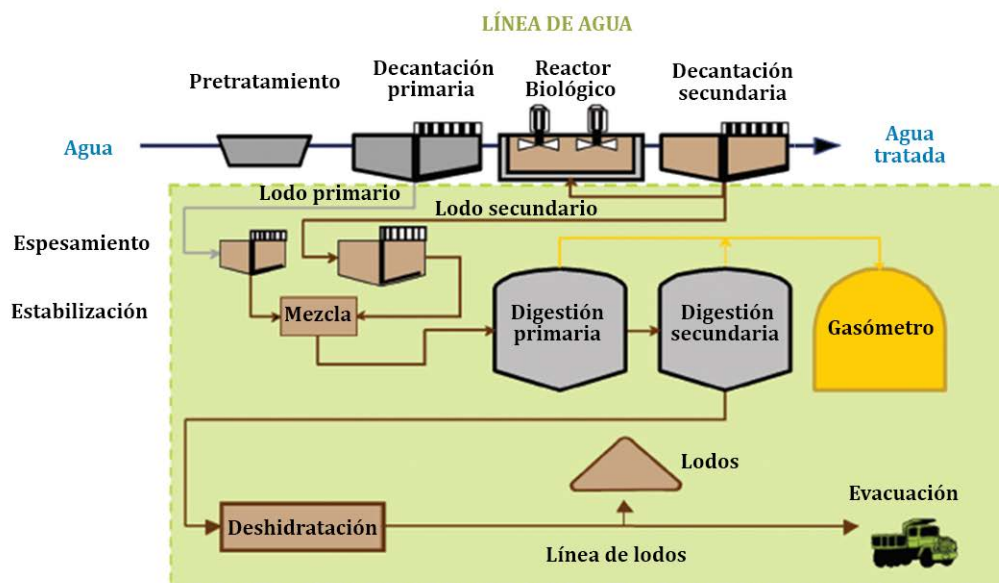
7.8 Aireación Extendida

7.8.1 Fundamentos

La Aireación Extendida es una tecnología de depuración vía aerobia de las aguas residuales, que se encuadra dentro de los procesos de Lodos Activados.

En los procesos de Lodos Activados (Figura 7.178) las aguas residuales a tratar se someten a un pretratamiento y a un tratamiento primario (decantación primaria), como pasos previos antes de su ingreso en un reactor biológico, en el que se mantiene en suspensión un cultivo bacteriano (licor mezcla), en el que los microorganismos, responsables de los procesos de depuración de las aguas, se agrupan en flóculos.

Figura 7.178. El proceso de Lodos Activados para el tratamiento de las aguas residuales.



Mediante un sistema de aireación se logra un ambiente aerobio en el interior del reactor biológico, a la vez que se mantiene en suspensión el cultivo bacteriano.

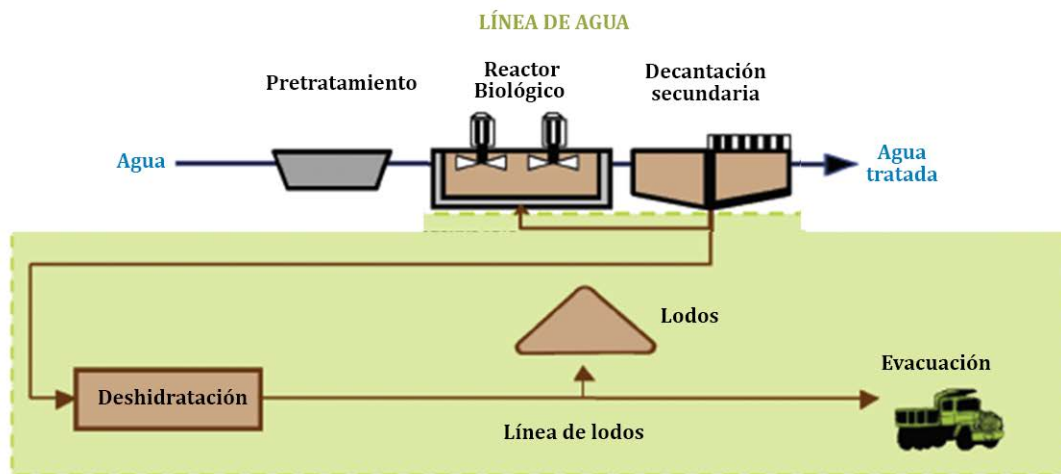
Los efluentes del reactor biológico pasan a una etapa de sedimentación secundaria en la que, por acción de la gravedad, se separa el agua tratada, que abandona el sedimentador por su parte superior, de los lodos que se van acumulando en el fondo. Estos lodos están constituidos básicamente por la biomasa bacteriana que ha ido creciendo, empleando como sustrato los componentes biodegradables presentes en las aguas residuales sometidas a tratamiento.

Parte de los lodos sedimentados se recirculan al reactor biológico, para mantener en él una determinada concentración de microorganismos, y el resto se extrae periódicamente del sedimentador secundario como lodos en exceso.

Los lodos generados en los sedimentadores primario y secundario se encuentran sin estabilizar, por lo que tras una etapa de espesamiento, se someten a digestión, habitualmente en rango de temperatura mesofílico, para alcanzar su estabilización vía anaerobia. Finalmente, los lodos ya estabilizados pasan a una etapa final de deshidratación, como paso final antes de su evacuación.

En el caso de la Aireación Extendida (Figura 7.179), que es la modalidad de Lodos Activos que se considera en este capítulo, las aguas residuales a tratar, tras la etapa de pretratamiento ingresan directamente en el reactor biológico, sin pasar por tratamientos primarios, con lo que se evita la generación de lodos primarios sin estabilizar.

Figura 7.179. El proceso de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas residuales.



Los efluentes del reactor biológico ingresan en una etapa de sedimentación, para separar las aguas tratadas de los lodos generados. Parte de estos lodos retornan al reactor biológico y el resto se extrae periódicamente.

Dado que la Aireación Extendida opera sin tratamiento primario y que los lodos en exceso que se generan se encuentran estabilizados, como consecuencia de permanecer en el reactor biológico tiempos mucho más prolongados/extendi-

dos que para el resto de modalidades de Lodos Activados, tan sólo es preciso proceder a su deshidratación antes de su evacuación de la PTAR.

En resumen, puede decirse que en la Aireación Extendida se simplifica enormemente la Línea de Lodos, en comparación con la complejidad de esta línea en otros procesos de Lodos Activados.

El proceso de depuración mediante Aireación Extendida consta de cuatro operaciones diferenciadas:

- Oxidación biológica de la materia biodegradable en el reactor biológico, con el concurso del oxígeno aportado por la aireación.
- Separación del agua tratada de los lodos en el sedimentador secundario.
- Recirculación de lodos desde el sedimentador secundario al reactor biológico.
- Extracción de los lodos en exceso.

Figura 7.180. PTAR de Aireación Extendida (Cambados y Vilanova de Arousa, Pontevedra, España).



Para la aireación del contenido del reactor biológico se suele recurrir a:

- Aireación mecánica: se emplean equipos rotatorios, dispuestos en la superficie del reactor biológico, para mezclar su contenido e introducir el oxígeno en el líquido, dispersando gotas finas en el aire, de manera que el oxígeno pueda ser absorbido.
- Aireación por difusión: el aire se introduce en el reactor mediante difusores sumergidos, u otros sistemas (tubos perforados, eyectores, etc.), con la ayuda de una soplante o compresor.

Figura 7.181. Aireación mecánica y mediante difusores.



7.8.2 Rendimientos

La Tabla 7.80 muestra los rendimientos que se alcanzan cuando se recurre al proceso de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Tabla 7.80. Rendimientos de depuración de la Aireación Extendida.

	Rendimiento (%)
Sólidos en suspensión (%)	85 - 95
DBO ₅ (%)	85 - 95
DQO (%)	80 - 90
N _T (%)	30 - 40 ¹
P _T (%)	20 - 30
Coliformes fecales (u. log.)	1

¹Cuando se opera en régimen de nitrificación-desnitrificación, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 80-85%.

7.8.3 Producción de lodos

En Aireación Extendida se generan lodos en exceso a razón de 0,8-1,0 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, en función de la edad del lodo con la que se opere y de la relación sólidos en suspensión/ DBO_5 que presenten las aguas residuales a tratar (MARM, 2010).

7.8.4 Consumo de energía eléctrica

Generalmente, el consumo de energía eléctrica en los procesos de Aireación Extendida es del orden de 2,0-2,5 kWh/kg DBO_5 eliminado (MARM, 2010). No obstante, este consumo se incrementa notablemente conforme aumenta la altitud a la que se ubica la planta de tratamiento.

7.8.5 Dimensionamiento

7.8.5.1 Eliminación de la materia carbonada y de las formas nitrogenadas

Dada la elevada edad del lodo con la que opera la Aireación Extendida, en los reactores biológicos se dan, de forma habitual, procesos de nitrificación, lo que puede derivar en fenómenos de desnitrificación incontrolada en los sedimentadores secundarios, produciéndose burbujeo y arrastre de lodos en los efluentes depurados, con la consiguiente disminución de los rendimientos. Por ello, y por la reducción del consumo de oxígeno que supone la desnitrificación, se aconseja que se diseñen los reactores biológicos para la eliminación conjunta de la materia carbonada y nitrogenada y, es por esto, por lo que se recogen en este apartado los parámetros de diseño y el proceso de dimensionamiento para el logro conjunto de ambos objetivos.

Para la eliminación conjunta de la materia carbonada y nitrogenada se dispone, delante del reactor biológico, una cámara que opera en condiciones anóxicas, en la que tiene lugar la desnitrificación de la corriente recirculada (ver Capítulo 8). Con esta disposición, los procesos de desnitrificación permiten un cierto ahorro energético, al emplearse los nitratos como aceptores de electrones, en lugar de emplear el oxígeno para este cometido. Además, al llegar a la cámara anóxica las aguas residuales a tratar, se asegura la presencia del carbono asimilable, que se requiere en los procesos de desnitrificación.

Para el dimensionamiento de las Aireaciones Extendidas, donde como se ha comentado tiene lugar la eliminación conjunta de la materia carbonada y del nitrógeno, es necesario el análisis de los siguientes aspectos:

- Edad del lodo
- Producción de lodos en exceso
- Volumen efectivo del reactor biológico
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)
- Carga másica
- Configuración del reactor biológico
- Altura útil del reactor biológico
- Relación largo/ancho del reactor biológico
- Volumen de la zona anóxica
- Recirculación externa
- Recirculación interna
- Aireación
 - Demanda de oxígeno
 - Selección de los equipos de aireación
 - Potencia de los equipos de aireación

La *edad del lodo* (o *SRT*, siglas anglosajonas para *tiempo de retención de sólidos*), define la relación existente entre la cantidad de microorganismos presentes en el reactor biológico (expresada como kg SST) y la cantidad de los mismos que se extraen del reactor biológico diariamente, determinándose mediante la expresión:

$$\theta = \frac{V \cdot X}{PE}$$

Donde:

θ : edad del lodo (d)

V: volumen del reactor (m^3)

X: concentración de biomasa en el reactor biológico (Sólidos en Suspensión en el Licor Mezcla-SSLM) (kg/m^3). Presenta valores típicos de 2,5-4 kg/m^3 , con un valor máximo de 5 kg/m^3 (von Sperling y Cherricharo, 2005).

PE: producción de lodos en exceso ($kg SST/d$)

De acuerdo con la Norma ATV-A 131 E, para el diseño de los reactores biológicos que operan bajo la modalidad de Aireación Extendida y en los que se persigue, de forma conjunta, la estabilización de los lodos en exceso y la eliminación de nitrógeno (nitrificación/desnitrificación), la edad del lodo debe ser ≥ 25 días. Esta norma está redactada para temperaturas del agua en el rango de 10-12 °C, por lo que en el caso de que la temperatura de operación sea superior, la edad del lodo se determina mediante la siguiente expresión:

$$\theta \geq 25 \cdot 1,072^{(12-T)}$$

Siendo T la temperatura de operación (°C).

Teniendo en cuenta las temperaturas de operación (temperaturas medias de las aguas a tratar en el mes más frío) de las diferentes zonas ecológicas bolivianas (Tabla 5.6) y de acuerdo con la anterior expresión, las correspondientes edades del lodo se muestran en la Tabla 7.81.

Tabla 7.81. Edades del lodo para las distintas zonas ecológicas, para procesos de Aireación Extendida.

Zona ecológica	Temperatura de operación (°C)	Edad del lodo (d)
Altiplano	9	31
Valles	17	18
Llanos	25	10

Para la determinación de la *producción de lodos en exceso*, se calcula inicialmente la producción específica de lodos (P_{el} , $kg m.s./kg DBO_5$ eliminada), haciendo uso de la Tabla 7.82, que relaciona esta producción con la relación entre los sólidos en suspensión totales (SST) y la DBO_5 , que presentan las aguas residuales a tratar.

Tabla 7.82. Determinación de la producción específica de lodos.

SST/DBO ₅	Producción específica de lodos (kg m.s./kg DBO ₅ eliminada)
0,4	0,53
0,6	0,65
0,8	0,77
1,0	0,89
1,2	1,01

Dado que de acuerdo con la Tabla 5.4, en el caso de Bolivia la relación SST/DBO₅ de las aguas residuales generadas en las diferentes zonas ecológicas presenta un valor de 1, la producción específica de lodos para estas zonas es de 0,89 kg m.s./kg DBO₅ eliminada.

Teniendo en cuenta la carga de DBO₅ que llega al reactor biológico (kg DBO₅/d) y el rendimiento que se alcanza en su eliminación, se determina la cantidad de DBO₅ que se elimina al día y, a partir de esta cantidad y de la producción específica de lodos (determinada haciendo uso de la Tabla 7.82), se calcula la producción de lodos en exceso (PE) (kg m.s./d).

Fijada la edad del lodo y la concentración de SSLM con las que operará el reactor biológico, una vez calculada la producción de lodos exceso, puede determinarse el *volumen efectivo del reactor* haciendo uso de la expresión:

$$V = \frac{\theta \cdot PE}{X}$$

Para analizar la influencia de la edad del lodo sobre el volumen necesario del reactor biológico, se ha confeccionado la Tabla 7.83, en la que se recogen estos volúmenes por kg de DBO₅ para diferentes edades del lodo, asumiendo una concentración de biomasa en el reactor (SSLM) de 4 g/l.

Tabla 7.83 Estimación de los volúmenes de los reactores biológicos (m³/kg DBO₅) para diferentes edades de lodos.

	Temperatura (°C)	25	22	19	16	13	10	7
	Edad del lodo (d)	10	12	15	19	23	29	35
SST/DBO ₅	0,9	2,09	2,57	3,17	3,90	4,81	5,92	7,30
	1	2,24	2,76	3,40	4,19	5,16	6,36	7,83
	1,1	2,39	2,95	3,63	4,47	5,51	6,79	8,36

Se observa, que al incrementarse la edad de lodos con las que operan los reactores biológicos, sus volúmenes por kg de DBO₅ se incrementan unas 3,5 veces al pasar de edades del lodo de 10 a 35 días.

El *tiempo de retención hidráulica (TRH)* con el que opera el reactor biológico se determina haciendo uso de la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica del reactor biológico (h)

V: volumen del reactor biológico (m³)

Q: caudal de aguas a tratar (m³/h)

En Aireación Extendida se aconsejan valores de TRH de 18-36 h (*Met-calf&Eddy, 1998*).

La *carga másica* se define como la relación entre la alimentación al reactor (kg DBO₅/d) y la cantidad de microorganismos presentes en el mismo, y viene dada por la expresión:

$$C_m = \frac{Q \cdot C_a}{V \cdot X}$$

Donde:

C_m: carga másica (kg DBO₅/kg SSLM/d)

C_a: concentración de DBO₅ de las aguas afluentes (kg DBO₅/m³)

En Aireación Extendida se aconsejan valores de carga másica de $0,05-0,15 \text{ kg DBO}_5/\text{kg SSLM/d}$ (Metcalf&Eddy, 1998).

En lo referente a la *configuración del reactor biológico*, básicamente son dos los sistemas que se emplean en Aireación Extendida, el convencional y los canales de oxidación.

El sistema convencional es el más utilizado y se caracteriza por disponer de un reactor biológico, de forma generalmente cuadrada o rectangular, con alimentación continua y con una etapa de sedimentación separada del propio reactor (Figura 7.182).

Figura 7.182. Sistema convencional de Aireación Extendida

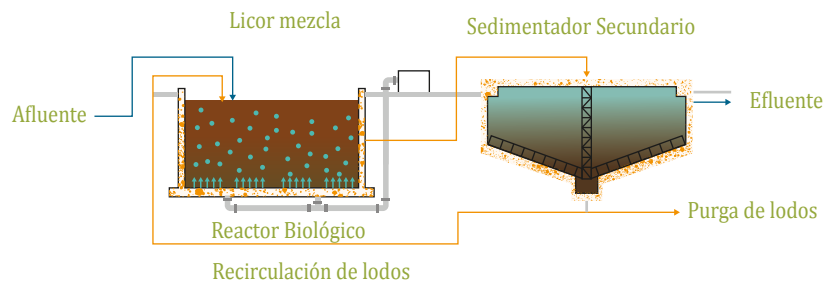
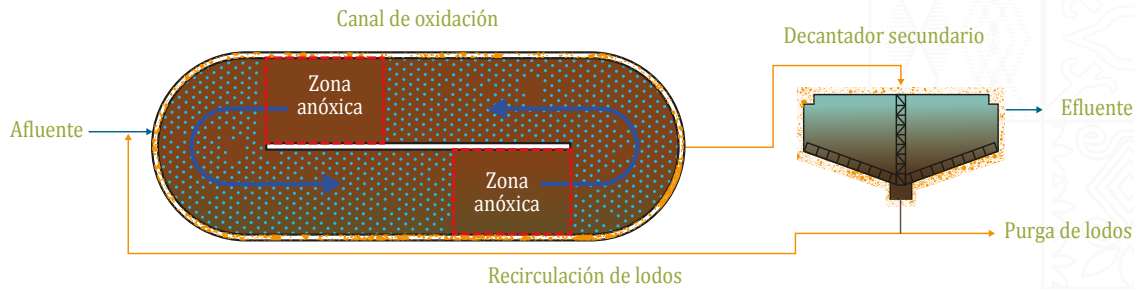


Figura 7.183. Sistema convencional de Aireación Extendida en la PTAR de Alcanadre (La Rioja, España).



Los canales de oxidación se diferencian fundamentalmente del sistema convencional por la geometría del reactor biológico, que consiste en un canal oval o circular, de sección cuadrada o trapezoidal, equipado con dispositivos de aireación e impulsión del licor mezcla, seguido de un sedimentador secundario (Figura 7.184).

Tabla 7.184. Esquema de un Canal de oxidación.



El licor mezcla circula por el canal a una velocidad constante (con valores típicos entre 0,25-0,35 m/s), impulsado por aireadores mecánicos superficiales, generalmente rotores horizontales, o por aceleradores de corriente, en caso de que la aireación se efectúe mediante difusores.

La disposición geométrica de los canales provoca una recirculación constante del licor mezcla, con una tasa respecto al caudal de alimentación (agua residual a tratar) de 60-120 veces, lo que provoca una gran dilución del afluente y un funcionamiento cercano a un régimen de mezcla completa (MARM, 2016).

En los canales de oxidación no es necesaria la recirculación interna, 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.

Los canales de oxidación pueden considerarse como una variante de los reactores convencionales de Aireación Extendida, siendo similares sus parámetros y métodos de diseño.

Figura 7.185. Canal de oxidación en la PTAR de Viacha (Bolivia) en construcción.



Otra modalidad de la Aireación Extendida, aunque menos empleada, la constituyen los reactores discontinuos secuenciales (SBR), que se describen en el Capítulo 8.

Desde la perspectiva del control de la desnitrificación, de las tres modalidades descritas, las más adecuadas serían el SBR y el sistema convencional y la menos los canales de oxidación.

La *altura útil de los reactores biológicos* viene condicionada por el sistema de aireación que se emplee. Así, cuando se recurre a difusores, esta altura oscila entre 3-9 m, mientras que el caso de los aireadores mecánicos la altura útil es de 3-5 m (Ortega, 2018).

La *relación largo/ancho*, en el caso de los reactores rectangulares, es ≤ 3 (MARN, 2016).

El *volumen de la zona anóxica* (para los procesos de desnitrificación) se determina haciendo uso de la Tabla 7.84, que permite determinar este volumen (V_D) en función del volumen total del reactor biológico (V) y de las concentraciones de nitrógeno, en forma nítrica, a desnitrificar y de la DBO_5 de las aguas residuales a tratar.

Tabla 7.84. Relación entre el volumen de la zona de desnitrificación y el volumen total del reactor biológico.

Relación V_D/V	$N-NO_{3D} / DBO_5$
0,2	0,11
0,3	0,12
0,4	0,14
0,5	0,15

Donde:

V_D : volumen de la zona de desnitrificación (m^3)

V : volumen total del reactor biológico (m^3)

$N-NO_{3D}$: concentración de nitrógeno, en forma de nitratos, a desnitrificar ($mg\ N-NO_3/L$)

DBO_5 : concentración de DBO_5 en el agua residual ($mg\ O_2/L$)

Como se observa en la tabla anterior, el volumen de la zona anóxica varía entre el 20 y el 50% del volumen total de reactor biológico, para un rango de temperatura de 10 a 12 °C (ATV-A 131 E). 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 volumen mínimo de un 30% de anoxia en el reactor.

La finalidad de la *recirculación externa de lodos* (desde el sedimentador secundario al reactor biológico), se orienta fundamentalmente a mantener una concentración determinada de biomasa en el reactor, para que pueda alcanzarse el grado de depuración necesario.

La relación entre el caudal de recirculación (Q_r) y el caudal de alimentación al reactor (Q) se determina a partir del siguiente balance de masas:

$$(Q_r + Q) \cdot X = Q_r \cdot X_r$$

Donde:

Q_r : caudal de lodos recirculados (m^3/h)

Q : caudal de alimentación al reactor (m^3/h)

X : concentración de biomasa en el reactor biológico (SSLM) (kg/m^3)

X_r : concentración de lodos en la corriente de recirculación (kg/m^3)

Reordenado la ecuación anterior se obtiene la relación Q_r/Q :

$$Q_r \cdot (X_r - X) = Q \cdot X$$

$$Q_r/Q = X / (X_r - X)$$

En base a la experiencia, la concentración de lodos recirculados en sedimentadores secundarios dotados de rasquetas es de 6-8 g/L (Ortega, 2018).

No debe trabajarse con tiempos excesivos de retención de los lodos sedimentados, pues ello puede originar la ascensión del manto de lodos y la pérdida de sólidos en el efluente depurado, con la consiguiente pérdida de rendimiento. Por ello, la capacidad de recirculación debe ser la necesaria para evitar esta eventualidad, recomendándose trabajar con valores de recirculación de 1-1,5, cuando se opera a baja carga másica ($<0,1 \text{ kg DBO}_5/\text{kg SSLM}/\text{d}$) (Ortega, 2018).

La finalidad de la *recirculación interna* (desde la zona óxica del reactor biológico a la zona anóxica), se orienta a la eliminación biológica del nitrógeno, mediante procesos concatenados de nitrificación/desnitrificación.

Es necesario llevar a la zona anóxica todo el nitrato que se ha de eliminar y, puesto que las concentraciones de salida de este compuesto son bajas y que los nitratos que llegan a la zona anóxica a través de la recirculación externa no son suficientes, se hace precisa esta recirculación interna, que alcanza caudales elevados.

Esta recirculación es variable según el rendimiento en eliminación de nitrógeno que se pretenda alcanzar, recomendándose un mínimo de 3 veces el caudal medio (MARM, 2010).

La *demanda de oxígeno* viene dada por el balance entre el consumo de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada (incluyendo la respiración endógena) y para la nitrificación, y el ahorro de oxígeno que se obtiene en los procesos de desnitrificación (hasta un 25% de ahorro de la energía de aireación, MARM, 2010).

Para determinar la demanda de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada, la Norma ATV-A 131 E propone el empleo de la expresión siguiente, que hace uso de los coeficientes de Hartwig:

$$NO_c = C_{DBO_5} \cdot \left[0,56 + \frac{0,15 \theta \cdot F_T}{1 + 0,17 \cdot \theta \cdot F_T} \right]$$

Donde:

NO_c : demanda de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada (kg O₂/d)

C_{DBO_5} : carga diaria de DBO₅ al reactor biológico (kg DBO₅/d)

F_T : factor de temperatura para la respiración endógena, que se determina mediante la expresión: $F_T = 1,072^{(T-15)}$, donde T es la temperatura de operación (°C).

Los coeficientes de esta ecuación se aplican para relaciones DQO/DBO₅ en el agua residual a tratar ≤2,0.

A partir de esta ecuación se confecciona la Tabla 7.85, que relaciona el consumo específico de oxígeno (kg O₂/kg DBO₅) para la eliminación de la materia carbonada, con la temperatura de operación y la edad del lodo.

Tabla 7.85. Consumo específico de oxígeno (kg O₂/kg DBO₅).

Temperatura (°C)	Edad del lodo (d)					
	10	15	18	25	31	35
9	-	-	-	-	1,24	1,26
17	-	-	1,25	1,29	1,32	1,33
25	1,24	1,30	1,32	1,35	1,36	1,37

Para la estimación de las necesidades de oxígeno para la nitrificación (NO_N), se asume que el consumo de oxígeno es de 4,57 kg de O₂ por kg de nitrógeno oxidado, teniendo en cuenta el metabolismo de los organismos nitrificantes. En el caso de la desnitrificación (NO_D), se liberan 2,86 kg de O₂ por kg de N_{NO3} desnitrificado.

La demanda punta horaria de consumo de oxígeno viene dada por la expresión (ATV-A 131 E):

$$NO_h = \frac{f_c \cdot (NO_c - NO_D) + f_N \cdot NO_N}{24}$$

Donde:

NO_h : demanda punta horaria de consumo de oxígeno (kg O₂/h)

f_c : factor pico para la oxidación biológica del carbono (adimensional). Expresa la relación del consumo en punta de oxígeno (debida a la oxidación del carbono), frente al consumo en media.

NO_c : necesidades de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada (kg O₂/d)

NO_D : cantidad de oxígeno liberado en la desnitrificación (kg O₂/kg N_{NO3} desnitrificado)

f_N : factor pico para la oxidación del amonio (adimensional). Expresa la relación de la carga en punta de amonio frente a la carga media.

NO_N : necesidades de oxígeno para la nitrificación (kg O₂/kg N oxidado)

Cuando no se dispone de datos, los factores f_c y f_N pueden determinarse haciendo uso de la Tabla 7.86.

Tabla 7.86. Factores f_c y f_N .

	Edad del lodo (d)			
	10	12	20	25
f_c	1,20	1,20	1,15	1,11
f_N para una carga de ≤ 1.200 kg DBO ₅ /d	-	2,50	2,0	1,5
f_N para una carga de > 6.000 kg DBO ₅ /d	2,0	1,8	1,5	-

Como el consumo de oxígeno en punta para la nitrificación aparece, generalmente, antes de la punta del consumo de oxígeno por oxidación del carbono, hay dos secuencias de cálculo con la fórmula anterior. Una se realiza con $f_c = 1$ y con el valor de f_N de la Tabla 7.86 y la otra con $f_N = 1$ y el valor f_c definido en esta tabla. El valor máximo que se obtenga de ambas secuencias de cálculo, es el que determina el valor de NO_h .

La demanda de oxígeno determinada ya toma en consideración las fluctuaciones de las cargas de materia carbonada y nitrogenada que entran a la PTAR a lo

largo del día. Pero, aparte de estas fluctuaciones diarias, también pueden producirse fluctuaciones estacionales y espaciales de esta demanda. Por todo ello, al establecer la demanda de oxígeno para el dimensionamiento de un proceso de Aireación Extendida, deben tenerse en cuenta lo siguiente:

- En lo referente a las variaciones estacionales, el sistema debe dimensionarse para la época del año en el que la demanda de oxígeno sea máxima.
- La distribución espacial de la demanda de oxígeno depende de la configuración hidráulica del reactor biológico. Así, en reactores de mezcla completa no se producen variaciones espaciales de esta demanda, mientras que cuanto más se aproxime la configuración del reactor biológico a la de flujo pistón, mayores serán las variaciones espaciales de la demanda de oxígeno.

En PTAR de tamaño mediano/grande se tiende a la adopción de configuraciones próximas a flujo pistón, por la ventaja que esto proporciona en lo referente a la mejora de los procesos nitrificantes.

De forma genérica, puede estimarse que en el caso de la demanda de oxígeno para la eliminación de la materia carbonosa, las necesidades para los procesos de síntesis se dan en una proporción de 2/3 en el primer tercio del reactor biológico y el tercio restante en el segundo tercio. Por su parte, las necesidades de oxígeno para la nitrificación se dan en los dos primeros tercios del reactor biológico (40% en cada uno de ellos) y el 20% restante se da en el último tercio del reactor (Trillo, 2018).

En lo referente a la *selección de los equipos de aireación*, si bien se cuenta con aireadores tanto superficiales como subsuperficiales, se ha optado por centrarse en los segundos, dado que además de ser más eficientes, son los que más se utilizan en la actualidad.

A la hora de la selección de un equipo de aireación subsuperficial debe tenerse en cuenta que la masa de oxígeno transferida por un sistema de aireación a un reactor de volumen V , viene dada por la expresión:

$$OTR = K_L a \cdot V \cdot (C_{\infty}^* - C)$$

Donde:

OTR: tasa (o capacidad) de transferencia de oxígeno del sistema de aireación (kg O₂/h)

K_La: coeficiente volumétrico medio aparente de transferencia (h⁻¹)

V: volumen del reactor (m³)

C*_∞: concentración media de saturación de oxígeno disuelto en el medio acuoso tras un tiempo de aeración infinito (kg/m³)

C: concentración media de oxígeno disuelto en el medio acuoso (kg/m³)

El valor de la OTR de un sistema de aireación constituye el aspecto fundamental y característico y es la base para el cálculo del equipamiento necesario de aireación.

Los factores K_La y C*_∞ dependen de las características del líquido contenido en el reactor biológico. Como las características de las aguas residuales son diferentes en cada caso particular, no es posible disponer de valores representativos de estos factores para cada agua residual, por lo que en la práctica la cuantificación de la OTR de un sistema de aireación se realiza en unas condiciones normalizadas, de forma que el valor obtenido puede ser utilizado como referencia para cada caso particular.

El valor de la OTR de un sistema de aireación en condiciones estándar se suele denominar SOTR_{cw} (S por estándar y cw por agua limpia en terminología anglosajona) y viene dado por:

$$SOTR_{cw} = K_L a_{20} \cdot V \cdot (C_{\infty 20}^* - C)$$

Los fabricantes de los equipos de aireación proporcionan los valores de SOTR_{cw}, K_La₂₀ y C*_{∞20} para las diferentes configuraciones adoptadas para cada ensayo (geometría del reactor biológico, sumergencia y densidad de los difusores, disposición de los difusores, etc.).

En la práctica la capacidad de transferencia de los aireadores sumergidos se suele expresar mediante los siguientes parámetros:

- SOTR_{cw}: tasa o capacidad de transferencia (kg O₂/h). Algunos fabricantes de difusores proporcionan este valor referido a la sumergencia de los mismos, expresado como gramos de O₂ transferido por hora y por metro de sumergencia (g O₂/h/m).

- $SOTE_{cw}$: eficiencia de transferencia (%). Es la relación entre la masa de oxígeno transferido por el sistema y la existente en el aire alimentado al mismo en condiciones normales (20 °C, 760 mm de presión y 36% de humedad relativa).

El valor de $SOTE_{cw}$ se determina haciendo uso de la expresión:

$$SOTE_{cw} = \frac{SOTR_{cw}}{Q \cdot 0,277}$$

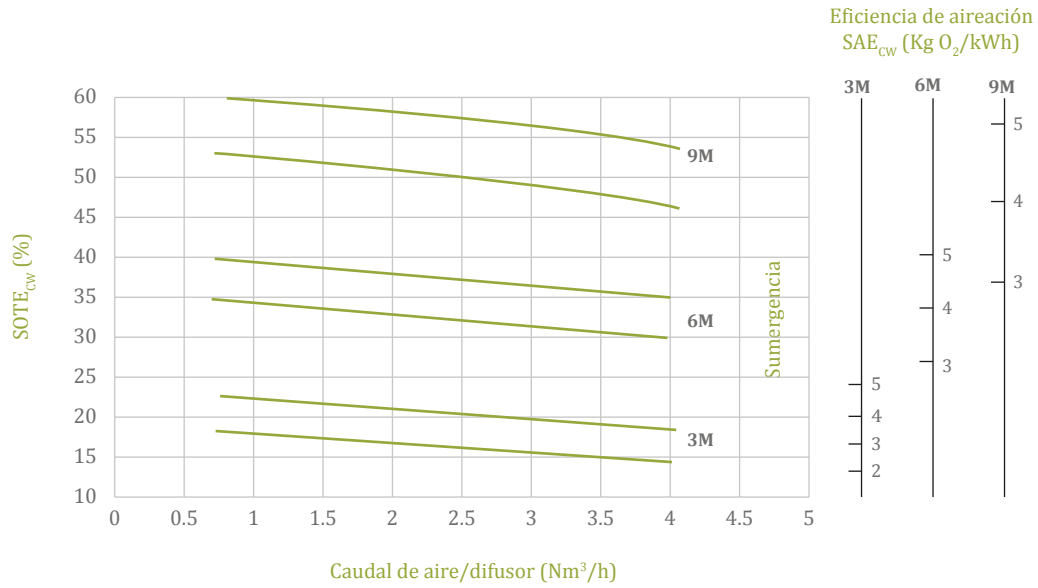
Donde:

Q: caudal de aire, en condiciones normales, alimentado al sistema de aireación (Nm³/h)

0,277: contenido de oxígeno en el aire en condiciones normales (kg O₂/Nm³)

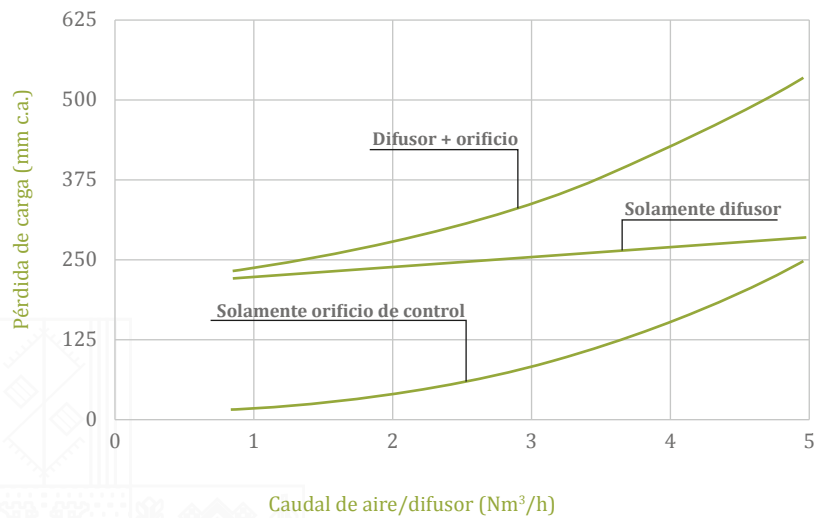
La información que aportan los fabricantes de equipos sobre la eficiencia de transferencia de los aireadores sumergidos, suele incluir los datos correspondientes a la eficiencia de transferencia $SOTE_{cw}$ (normalmente expresados en % para una sumergencia dada, o en % por metro de sumergencia) en función del caudal normal de aire aplicado por difusor. Dependiendo de la disposición de los difusores en el reactor, los gráficos suelen incluir una familia de valores de la $SOTE_{cw}$, fundamentalmente clasificadas en función de la densidad de difusores (Figura 7.186). Adicionalmente, también proporcionan información sobre las pérdidas de carga que se producen en el sistema en su condición inicial (difusores nuevos) a diferentes caudales de aire normal aplicado por difusor (Figura 7.187).

Figura 7.186. Eficiencia de transferencia en función del caudal de aire por difusor, la sumergencia y la densidad de difusores¹.



¹De cada pareja de curvas que aparecen en la gráfica, la superior se corresponde con una densidad difusores del 25% y la segunda con una densidad del 2,5%.

Figura 7.187. Pérdidas de carga del difusor en función del caudal de aire.



Es muy importante recalcar que los datos suministrados por los fabricantes corresponden, exclusivamente, a los resultados obtenidos en las condiciones estándar señaladas y con unas configuraciones específicas y que, por lo tanto, no pueden ser utilizados indiscriminadamente para condiciones diferentes.

Al hablar de la transferencia de oxígeno en condiciones de campo, el término *condiciones de campo* engloba toda aquellas condiciones que se presentan en un reactor biológico en unas circunstancias dadas, incluyendo las condiciones particulares de los parámetros físicos ambientales (temperatura, presión, humedad del aire), las condiciones del licor mezcla (temperatura, oxígeno disuelto y constituyentes específicos) y las propias condiciones del reactor biológico (tipo y carga de proceso, geometría, configuración hidráulica, disposición del sistema de aeración, etc.). Estas condiciones, de funcionamiento real, imponen un conjunto de correcciones sobre los parámetros que definen la transferencia de un sistema de aeración en condiciones estándar y que se muestran en la Tabla 7.87 (*adaptada de WPCF, 1998*).

Tabla 7.87. Coeficientes de corrección para el paso de la transferencia de oxígeno en condiciones estándar a condiciones de campo.

Coeficiente de corrección	Refleja la influencia de	Sobre	Expresión	Observaciones
α	Las características del agua de proceso	$K_L a$	$\alpha = \frac{K_L a (pw)}{K_L a (cw)}$	<p>El factor α está influenciado por numerosas variables, siendo las más importantes:</p> <ul style="list-style-type: none"> • La naturaleza de los contaminantes del agua residual, especialmente las sustancias tensioactivas. • El tipo de sistema de aeración. • La potencia específica aplicada (W/m^3). • La geometría del reactor biológico. • El tamaño de la burbuja. • La carga de trabajo del reactor biológico. • El caudal de aire. <p>El factor α puede variar según las condiciones específicas entre 0,2 y 1,0.</p>
β	Las características del agua de proceso	C_{∞}^* (C_s)	$\beta = \frac{C_{\infty}^* (pw)}{C_{\infty}^* (cw)} \approx \frac{C_s (pw)}{C_s (cw)}$	<p>El factor β es función de la salinidad del agua de proceso.</p> <p>Se puede calcular a partir de tablas que proporcionan los valores de C_s en función del contenido en cloruros o de la salinidad del agua de proceso (Tabla 7.89).</p> <p>En aguas residuales municipales suele variar entre 0,95 y 1,0.</p>

θ	La temperatura del agua de proceso	$K_L a$	$\Theta^{(T-20)} = \frac{K_L a_T (pw)}{K_L a_{20} (pw)}$	El factor θ está influenciado por el tipo de aireador, la geometría del reactor biológico y el nivel de turbulencia. Su valor suele variar entre 1,008 y 1,047. El valor típico utilizado en los cálculos es 1,024.
τ	La temperatura del agua de proceso	C_{∞}^* (C_s)	$\tau = \frac{C_{\infty}^* T (pw)}{C_{\infty}^* 20(cw)} \approx \frac{C_{sT} (cw)}{C_{s20} (cw)}$	El factor τ refleja la disminución de C_{∞}^* o C_s al aumentar la temperatura. Su valor se calcula a partir de las tablas normalizadas de concentración de oxígeno disuelto a presión atmosférica a diversas temperaturas (Tabla 7.89).
Ω	La presión atmosférica ambiental	C_{∞}^* (C_s)	TABLAS	El factor Ω refleja la disminución de C_{∞}^* o C_s con la presión atmosférica (normalmente la altitud del lugar). Su valor se obtiene de tablas normalizadas (Tabla 7.88).
F (difusores porosos)	La colmatación y/o el deterioro del difusor y/o deterioro del difusor	$K_L a$	$\alpha \text{ real} = \alpha \times F$	La colmatación de un difusor puede originarse por: <ul style="list-style-type: none"> • Efectos externos, debidos a las características del agua de proceso. Puede producirse por precipitación de compuestos inorgánicos o formación de películas biológicas en la cara externa del difusor. • Efectos internos, debido a la presencia de partículas en el aire de alimentación (polvo, aceite, otros sólidos). El deterioro puede ser debido a: <ul style="list-style-type: none"> • Ataque de compuestos del agua de proceso (difusores de membrana). • Ataque de componentes del aire de suministro, básicamente el ozono (difusores de membrana). • Acciones mecánicas (sobretensiones) en difusores de membrana. El valor de F suele disminuir con el tiempo de servicio y es susceptible de recuperación por limpieza de los difusores. Por definición, en un difusor nuevo $F = 1$. Los valores característicos de F son del orden de 0,8 - 0,85.

La aplicación de estos coeficientes de corrección a la ecuación de transferencia de oxígeno en condiciones estándar, proporciona el valor de la OTR_{pw} (pw por agua de proceso en terminología anglosajona), o de transferencia de oxígeno de un sistema de aeración en condiciones de campo.

Para los aireadores subsuperficiales el valor de la OTR_{pw} viene dado por:

$$OTR_{pw} = K_L a_{20} \cdot \theta^{(T-20)} \cdot \alpha \cdot F \cdot (\tau \cdot \beta \cdot \Omega \cdot C_{\infty 20}^* - C) \cdot V$$

Donde:

$C_{\infty 20}^*$: concentración media de saturación de oxígeno disuelto a tiempo de aireación infinito, obtenida a partir de las mediciones efectuadas en el ensayo estándar.

Se incluyen a continuación dos tablas que permiten: la determinación del factor de corrección Ω en función de la altitud (Tabla 7.88) y la determinación de la concentración de oxígeno disuelto en agua, en función de la temperatura y del contenido en cloruros, a la presión atmosférica (Tabla 7.89).

Tabla 7.88. Factor de corrección de la concentración de saturación de oxígeno disuelto en agua según la altitud.

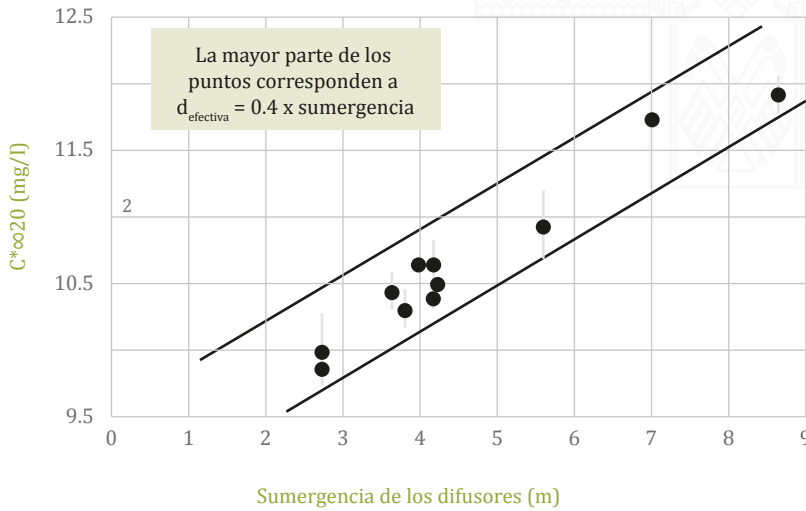
Altitud (m)	Factor Ω	Altitud (m)	Factor Ω	Altitud (m)	Factor Ω	Altitud (m)	Factor Ω
20	0,998	420	0,952	820	0,909	1440	0,845
60	0,993	460	0,948	860	0,904	1520	0,837
100	0,988	500	0,943	900	0,900	1600	0,830
140	0,984	540	0,939	940	0,896	1800	0,810
180	0,979	580	0,935	980	0,892	2000	0,792
220	0,975	620	0,930	1040	0,886	2.600	0,720
260	0,970	660	0,926	1120	0,877	3.000	0,604
300	0,966	700	0,922	1200	0,869	3.300	0,560
340	0,961	740	0,917	1280	0,861	3.600	0,516
380	0,957	780	0,913	1360	0,853	4.000	0,450

Tabla 7.89. Concentración de saturación de oxígeno disuelto en agua, en función de la temperatura y del contenido en cloruros, a la presión atmosférica.

Temperatura (°C)	Concentración de oxígeno disuelto (mg/L)						
	Cloruros (mg/L)			Temperatura (°C)	Cloruros (mg/L)		
	0	5.000	10.000		0	5.000	10.000
0	14,62	13,73	12,89	21	8,91	8,46	8,02
1	14,22	13,36	12,55	22	8,74	8,30	7,87
2	13,83	13,00	12,22	23	8,58	8,14	7,73
3	13,46	12,66	11,91	24	8,42	7,99	7,59
4	13,11	12,34	11,61	25	8,26	7,85	7,46
5	12,77	12,02	11,32	26	8,11	7,71	7,33
6	12,45	11,73	11,05	27	7,97	7,58	7,20
7	12,14	11,44	10,78	28	7,83	7,44	7,08
8	11,84	11,17	10,53	29	7,69	7,32	6,96
9	11,56	10,91	10,29	30	7,56	7,19	6,85
10	11,29	10,66	10,06	31	7,43	7,07	6,73
11	11,03	10,42	9,84	32	7,31	6,96	6,62
12	10,78	10,18	9,62	33	7,18	6,84	6,52
13	10,54	9,96	9,41	34	7,07	6,73	6,42
14	10,31	9,75	9,22	35	6,95	6,62	6,31
15	10,08	9,54	9,03	36	6,84	6,52	6,22
16	9,87	9,34	8,84	37	6,73	6,42	6,12
17	9,67	9,15	8,67	38	6,62	6,32	6,03
18	9,47	8,97	8,50	39	6,52	6,22	5,93
19	9,28	8,79	8,33	40	6,41	6,12	5,84
20	9,09	8,62	8,17				

El valor de C_{s20} se obtiene directamente de tablas normalizadas (Tabla 7.89), mientras que $C_{\infty 20}^*$ es un valor característico obtenido de ensayos realizados en agua limpia y que puede obtenerse del fabricante del equipo de aireación. La Figura 7.188 muestra el rango de valores típicos de $C_{\infty 20}^*$ obtenidos en ensayos normalizados con difusores de membrana tipo disco y tubular para distintos grados de sumergencia.

Figura 7.188. Valores de $C^*_{\infty 20}$ en función del grado de sumergencia para difusores porosos de disco y de tubo.



Se observa, que mientras que C_{s20} tiene un valor unívoco de 9,092 mg/l (Tabla 7.89), $C^*_{\infty 20}$ varía aproximadamente desde 9,6 a 12,5 mg/l en el intervalo de profundidades y para el tipo de difusores indicados.

En la aplicación de los coeficientes de corrección a la ecuación de la transferencia de oxígeno en condiciones estándar, deben tenerse en cuenta las recomendaciones siguientes:

- De todos los factores que afectan a la transferencia de oxígeno en condiciones de campo, el coeficiente αF es el que, con diferencia, ejerce una mayor influencia.
- En ausencia de información obtenida "in situ", se recomienda el empleo de los siguientes rangos de valores del producto αF (Tabla 7.90).

Tabla 7.90. Valores recomendados de αF .

Configuración del reactor biológico	Subsuperficial con difusores porosos finos
Mezcla completa	0,5
Flujo pistón	0,25 – 0,50

- Excepto en los casos en los que la configuración del reactor biológico sea de mezcla completa, en cuyo caso el coeficiente α tiene el mismo valor en la totalidad de su volumen, es necesario tener en cuenta que α tendrá valores distintos en los diversos sectores del reactor biológico.
- En el caso de un reactor biológico de configuración aproximada a flujo pistón, α suele variar a lo largo del mismo entre 0,30 y 0,70.
- Si no se tiene en cuenta esta variación, y se aplica un valor promedio de α en la totalidad del reactor biológico, se incurre en insuficiencia de aporte de oxígeno en la zona de cabecera del mismo.
- El valor de C (concentración de oxígeno disuelto en el reactor biológico) a adoptar en el dimensionamiento, por razones de seguridad, no debe ser inferior a 2,0 mg/L.
- El valor de la concentración de oxígeno disuelto a adoptar en el dimensionamiento es C_{s20} en el caso de aireación mediante difusores.
- El valor de la temperatura del licor mezcla a adoptar en el dimensionamiento no tiene que ser necesariamente la temperatura máxima de la época en la que se produce la demanda punta de oxígeno. La práctica extendida de emplear esta temperatura se basa en el hecho de que, al aumentar esta, disminuye el valor de saturación de oxígeno disuelto y por tanto su gradiente de concentración, que es uno de los factores de los que depende la transferencia. Pero debe tenerse en cuenta, que al tiempo que disminuye este gradiente, aumenta el coeficiente de transferencia $K_L a$, y que en la práctica el valor absoluto de la disminución y el aumento son del mismo orden.
- Los valores de $SOTE_{cw}$ en difusores varían según su densidad en el reactor biológico. Generalmente, en la zona final de los reactores de flujo pistón la densidad de difusores es mucho menor que en la zona de cabecera, por lo que su $SOTE_{cw}$ es, consiguientemente, menor.

La Figura 7.189 muestra la configuración de los difusores de domo, disco y de tubo, mientras que la Tabla 7.91 recoge los valores típicos de la eficiencia de aireación mediante difusores.

Figura 7.189. Difusores de domo, de disco y de tubo (Metcalf&Eddy, 1998).

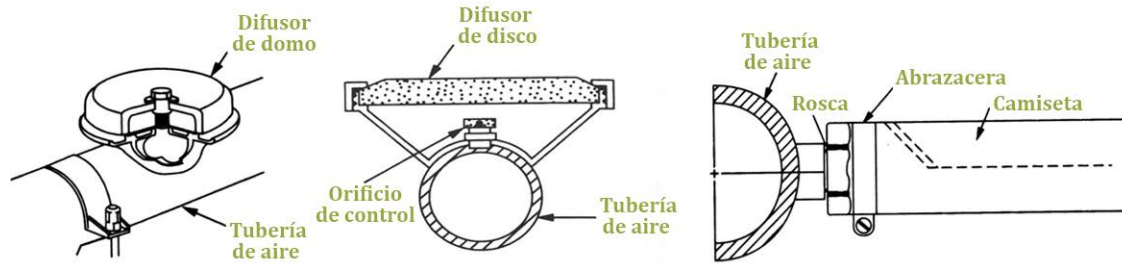


Tabla 7.91. Valores típicos de la eficiencia de transferencia de oxígeno en aireadores subsuperficiales (adaptado de Metcalf&Eddy, 1991, 1998).

Tipo de sistema	Eficiencia de la transferencia de oxígeno		
	Caudal de aire (Nm ³ /h/difusor)	Agua limpia SOTE _{cw} (%) (4,5 m sumergencia)	Campo OTR _{pw} (%)
Discos cerámicos - parrilla	0,68 - 5,77	25 - 40	Los valores de OTR _{pw} suelen variar dentro del intervalo: (0,3-0,5) x SOTE _{cw}
Domos cerámicos - parrilla	0,85 - 4,24	27 - 39	
Placas cerámicas - parrilla	3,40 - 8,50	26 - 33	
Tubos de plástico poroso rígidos:			
Parrilla	4,07 - 6,80	28 - 32	
Espiral doble	5,09 - 18,68	17 - 28	
Espiral simple	3,40 - 20,37	13 - 25	
Tubos de plástico poroso no rígidos:			
Parrilla	1,70 - 11,88	26 - 36	
Espiral simple	3,40 - 11,88	19 - 37	
Tubos de membrana perforada:			
Parrilla	1,70 - 6,80	22 - 29	
Espiral simple	3,40 - 10,19	15 - 19	
Eyectores con inyección de aire:			
Ubicación en un lateral	91,69 - 509,40	12 - 13	
Difusores no porosos:			
Espiral doble	5,60 - 16,98	10 - 13	
Espiral simple	16,98 - 59,43	9 - 12	

Nota: en reactores biológicos tipo canal de oxidación, o similares, el empleo de difusores porosos finos, dispuestos en parrilla, junto con vehiculadores del licor mezcla, puede dar lugar a incrementos de la SOTE_{cw} del orden del 40% y de la OTR_{pw} del 30%, sobre los valores indicados en la tabla.

En lo referente a la *potencia requerida por los equipos de aireación*, la potencia requerida por los grupos motosoplantes que alimentan a los aireadores sub-superficiales viene dada por la expresión:

$$P = \frac{Q_a \cdot \gamma \cdot R \cdot T_a}{75 \cdot n \cdot \eta_s} \cdot \left[\left(\frac{P_2}{P_1} \right)^n - 1 \right] \cdot 0,736$$

Donde:

P: potencia de la soplante a instalar (kW)

Q_a : caudal de aire aspirado a la temperatura ambiente (m^3/s)

γ : peso específico del aire a la temperatura ambiente (kg/m^3)

R: constante de los gases ($29,27 m/^\circ K$)

T_a : temperatura ambiente ($^\circ K$)

n: 0,283 para el aire

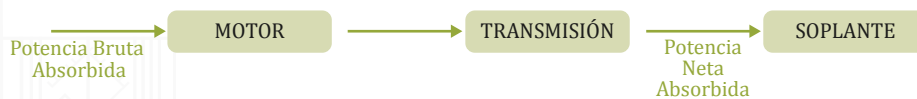
P_2 : presión absoluta en la impulsión (kg/cm^2)

P_1 : presión absoluta en las aspiración (kg/cm^2)

η_s : rendimiento de la soplante (en tanto por uno). Suele variar entre 0,65-0,75 para soplantes rotativas de desplazamiento positivo y entre 0,7-0,8 para soplantes centrífugas tipo turbo.

La fórmula anterior determina la potencia neta absorbida por la soplante, para el cálculo de la potencia bruta absorbida se debe tener en cuenta las pérdidas en la transmisión y en el motor (Figura 7.190).

Figura 7.190. Potencia bruta absorbida vs. potencia neta absorbida en aireadores subsuperficiales.



El rendimiento en la transmisión es del orden de 0,95 y en el motor de 0,92. A efectos de dimensionamiento puede suponerse el rendimiento conjunto transmisión/motor en 0,9 (Trillo, 2018).

La presión absoluta en la impulsión incluye las pérdidas en las tuberías de distribución y en los accesorios correspondientes, en los propios difusores y la asociada a la columna de agua de sumergencia de los difusores.

Las pérdidas en las tuberías de distribución y accesorios suelen ser pequeñas, del orden de 200-300 mm c.a. (Trillo, 2018).

Las pérdidas en los difusores pueden variar desde su valor en estado nuevo, dato suministrado por el fabricante, y que para caudales normales de diseño oscilan entre 200-400 mm c.a., si bien el efecto de colmatación de los difusores puede suponer un notable incremento, que depende del grado de ensuciamiento (Trillo, 2018).

A efectos de cálculos previos, se aconseja la adopción de una presión absoluta de la impulsión equivalente a la sumergencia del difusor, más un valor adicional de 800-1.000 mm c.a. (Trillo, 2018).

Una vez definidos los diferentes parámetros que se aplican en el dimensionamiento de la Aireación Extendida, a efectos comparativos, se estima oportuna la inclusión de la Tabla 7.92, que recoge los valores habituales de estos parámetros para los procesos de Lodos Activados y para su modalidad de Aireación Extendida (Metcalf&Eddy, 1998).

Tabla 7.92. Valores habituales de los parámetros de diseño en los Lodos Activados y en las Aireaciones Extendidas.

Tipo de proceso	Edad del lodo (d)	TRH (h)	Carga másica (kg DBO ₅ /kg SSLM/d)	SSLM (kg/m ³)	Recirculación (Q _r /Q)
Lodos Activados convencional	5 - 15	4 - 8	0,2 - 0,4	1,5 - 3	0,25 - 0,75
Aireación Extendida	20-30	18-36	0,05 - 0,15	3 - 6	0,5 - 1,5

7.8.5.2 Eliminación del fósforo

En el caso de la Aireación Extendida, para la eliminación del fósforo se puede recurrir tanto a procesos biológicos, como fisicoquímicos.

Vía biológica se puede lograr una elevada eliminación de fósforo, sometiendo a los lodos biológicos a condiciones anaerobias (para lograr la liberación de este nutriente), seguidas de una fase aerobia (para la acumulación del fósforo soluble). Ello es posible gracias al concurso de bacterias heterótrofas, denominadas PAO (*Poliphosphate Accumulating Organisms*) que liberan fósforo en condiciones anaerobias y lo acumulan en condiciones aerobias. Las bajas temperaturas afectan al rendimiento de las bacterias PAO, aunque en menor grado que a las bacterias nitrificantes.

Por otro lado, mediante la adición a las aguas residuales urbanas de ciertos productos químicos (principalmente sales de hierro y de aluminio), se logra la precipitación de una parte importante del fósforo presente en las mismas, en forma de fosfatos insolubles, que se separan posteriormente en la etapa de sedimentación secundaria junto con los lodos en exceso. Las bajas temperaturas no afectan significativamente a la eliminación química del fósforo.

La eliminación de fósforo vía biológica y fisicoquímica se trata con detalle en los apartados 8.3 y 8.4 de la presente guía, aportándose en ellos información sobre los mecanismos de eliminación y los procesos requeridos y sus parámetros de diseño.

Si las exigencias de eliminación de fósforo son elevadas, se recurre a la eliminación combinada de fósforo vía biológica y vía fisicoquímica. En este caso, a la hora de determinar la cantidad de lodos generados en el proceso de depuración, debe contarse con 3 g de sólidos en suspensión por cada gramo de fósforo eliminado biológicamente y con 2,5 kilogramos de sólidos en suspensión por kg de hierro dosificado, ó con 4 kg de sólidos en suspensión por kg de aluminio dosificado (*Ortega, 2018*).

La producción total de lodo que resulta de la eliminación biológica y fisicoquímica del fósforo, se determina mediante la expresión:

$$PE_p = \frac{Q \cdot (3 \cdot X_{p,BioP} + 6,8 \cdot X_{p,Prec,Fe} + 5,3 \cdot X_{p,Prec,Al})}{1.000}$$

Donde:

PE_p : producción de lodos en exceso originada por la eliminación de fósforo (kg/d)

$X_{p,BioP}$: concentración de fósforo eliminada vía biológica (mg P/L)

$X_{p,Prec,Fe}$: concentración de fósforo eliminada vía fisicoquímica, mediante la adición de sales de hierro (mg P/L)

$X_{p,Prec,Al}$: concentración de fósforo eliminada vía fisicoquímica, mediante la adición de sales de aluminio (mg P/L)

La dosis de reactivo necesaria para la precipitación de las sales insolubles de fósforo es de 2,7 kg Fe/kg P precipitado y de 1,3 kg Al/kg P precipitado (ATV A-131 E).

7.8.5.3 Dimensionamiento de la sedimentación secundaria

Para el dimensionamiento de la sedimentación secundaria se seguirán las recomendaciones que se recogen en el apartado 7.6.5.4.

7.8.5.4 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un tratamiento de aguas residuales urbanas mediante Aireación Extendida.

1.- Definición de la edad del lodo con la que operará el reactor biológico

De acuerdo con la fórmula $\theta \geq 25 \cdot 1,072^{(12 - T)}$ y en función de zona ecológica en la que operará el reactor biológico, se determina la necesaria edad del lodo.

2.- Determinación de la producción de lodos en exceso

A partir del caudal de aguas residuales a tratar, de su concentración en DBO_5 y del porcentaje de eliminación que es preciso alcanzar en el proceso de depuración, se calcula la cantidad de DBO_5 eliminada diariamente, haciendo uso de la expresión:

$$[DBO_{5elim}] = Q \cdot \frac{(C_a - C_e)}{1.000}$$

La producción de lodos en exceso se determina mediante la expresión:

$$PE = [DBO_{5elim}] \cdot P_{el}$$

3.- Determinación del volumen efectivo del reactor biológico

Una vez determinadas la edad del lodo y la producción de lodos en exceso, y de acuerdo con la concentración de biomasa en el reactor biológico, el volumen útil del reactor biológico viene dado por:

$$V = \frac{\theta \cdot PE}{X}$$

4.- Determinación de la altura útil y de la superficie del reactor biológico

La altura útil de reactor biológico viene condicionada por el sistema de aireación que se emplee. En el caso de utilizar difusores, esta altura oscila entre 3-9 m, mientras que el caso de los aireadores mecánicos, la altura útil es de 3-5 m.

A partir de la altura asignada al reactor biológico y de su volumen (calculado en el punto 3), se determina la superficie del reactor biológico haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

S: superficie del reactor biológico (m²)

V: volumen efectivo del reactor biológico (m³)

h: altura efectiva del reactor biológico (m)

5.- Determinación de la longitud y ancho del reactor biológico

A partir de la superficie calculada del reactor biológico y de la relación largo/ancho seleccionada, se procede a la determinación de estas dimensiones.

6.- Determinación del volumen de la zona anóxica

El volumen de la zona anóxica, en la que se lleva a cabo la desnitrificación, varía entre el 20 y el 50 % del volumen total de reactor biológico, para un rango de temperaturas de 10-12 °C. En caso de no disponer de información sobre esta relación, se recomienda un volumen mínimo de un 30% de zona anóxica, respecto del volumen total del reactor biológico.

7.- Determinación del caudal de recirculación externa

Se recomienda trabajar con valores de recirculación externa de 1-1,5 veces el caudal medio de alimentación al reactor biológico, cuando se opera a baja carga másica (<0,1 kg DBO₅/kg SSLM/d).

8.- Determinación del porcentaje de recirculación interna

Esta recirculación es variable según el rendimiento en eliminación de nitrógeno que se pretenda alcanzar, recomendándose un mínimo de 3 veces el caudal medio de alimentación al reactor biológico.

9.- Determinación de las necesidades de oxígeno

La demanda punta horaria de oxígeno viene dada por la expresión:

$$NO_h = \frac{f_c \cdot (NO_c - NO_D) + f_N \cdot NO_N}{24}$$

10.- Determinación de potencia necesaria de los equipos de aireación

La potencia de la soplante que se precisa para la alimentación de los difusores, se determina haciendo uso de la expresión:

$$P = \frac{Q_a \cdot \gamma \cdot R \cdot T_a}{75 \cdot n \cdot \eta_s} \cdot \left[\left(\frac{P_2}{P_1} \right)^n - 1 \right] \cdot 0,736$$

11.- Determinación de la superficie del sedimentador secundario

A partir del valor recomendado de la carga hidráulica a caudal máximo se determina la superficie del sedimentador secundario mediante la expresión:

$$S = \frac{Q_{Máx}}{C_{hQMáx}}$$

A partir de la superficie calculada y de la profundidad definida del sedimentador secundario se procederá a determinar su volumen útil, con el que se calculará el tiempo de retención hidráulica a caudal máximo, haciendo uso de la expresión:

$$TRH_{Qmáx} = \frac{V}{Q_{máx}}$$

comprobándose que el TRH obtenido cumple con las especificaciones establecidas.

Por último, se procederá a determinar el valor de la caga sobre el vertedero, empleando para ello la expresión:

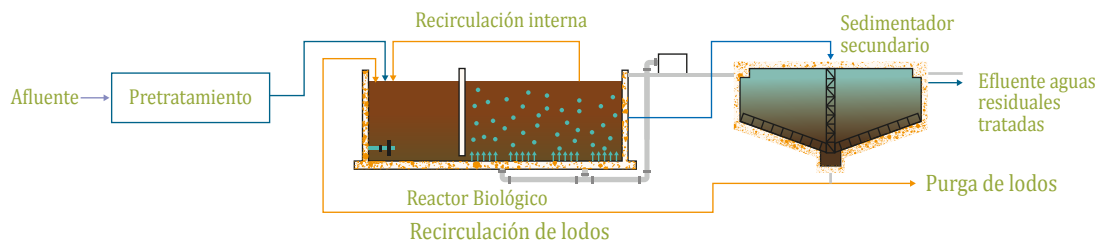
$$C_v = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{L}$$

y se comprobará que el valor obtenido cumple con lo recomendado

7.8.6 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.3.3 de la presente guía, la línea de tratamiento propuesta para el caso de la Aireación Extendida, en base a la cual se desarrollan los dimensionamientos básicos, es la siguiente:

Figura 7.191. Línea de tratamiento propuesta para la Aireación Extendida.



7.8.6.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

Los rendimientos medios que se alcanzan con la aplicación de la línea de tratamiento propuesta son los que se muestran en la Tabla 7.80.

Influencia de la climatología y la altitud

La **temperatura** tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los procesos de Aireación Extendida, influyendo en las necesidades de oxígeno y

en la solubilidad de este gas en el agua, y condicionando el volumen necesario del reactor, al relacionarse la edad del lodo con la temperatura de operación.

Por otro lado, las bajas temperaturas afectan muy negativamente a los procesos de nitrificación.

La altitud también tiene una importante influencia sobre la concentración de saturación de oxígeno en agua, lo que repercute notablemente en la potencia necesaria de los equipos de aireación, que es mucho más elevada en el caso del Altiplano.

Adaptación a la zona ecológica

Por lo expuesto con anterioridad, la tecnología de Aireación Extendida se adapta bien a las condiciones operativas que se dan en las zonas ecológicas de los Valles y Llanos, pero en el caso del Altiplano, los elevados consumos energéticos que se precisan para la aireación de los reactores biológicos, hacen necesarios estudios pormenorizados de estos consumos y de la capacidad de ser asumidos los altos costos de operación y mantenimiento de este tipo de tecnología por la población servida, antes de decidir su emplazamiento en esta zona ecológica.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Al trabajar los reactores biológicos en las Aireaciones Extendidas con tiempos de retención hidráulica (TRH) de 18-36 horas, soportan bien las sobrecargas puntuales de caudal y carga, siempre que se disponga de la suficiente capacidad de aireación.

Por el contrario, la etapa de sedimentación secundaria es especialmente sensible a sobrecargas hidráulicas, por lo que es preciso que se dimensione en función de las caudales puntas que le pueden llegar.

También presenta esta tecnología un buen comportamiento frente a las variaciones estacionales de los caudales y cargas a tratar, mediante la correspondiente modificación de los parámetros de funcionamiento (edad del lodo, carga másica, concentración del licor mezcla), siempre que la sedimentación secundaria tenga la capacidad hidráulica suficiente.

Al igual que el resto de modalidades de tecnologías de tratamiento que mantienen la biomasa en suspensión, su comportamiento no es tan bueno como el de las tecnologías de biomasa fija, cuando se trata de depurar aguas residuales diluidas.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

Asumiendo una producción específica de lodos en la Aireación Extendida de 0,89 kg m.s./kg de DBO₅ eliminado, un porcentaje de eliminación de DBO₅ del 87,5%, y de acuerdo con las cargas unitarias de DBO₅ de la Tabla 5.3, se han determinado las producciones de lodos en las Aireaciones Extendidas, para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de población, obteniéndose la Tabla 7.93.

Tabla 7.93. Generación de lodos en la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	g m.s./hab/d	19,5	24,9	28,0	32,7	34,3	38,9
	%	1	1	1	1	3 ¹	3 ¹
	L/hab/d	1,95	2,49	2,80	3,27	1,14	1,30
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	27,3	32,7	34,3	36,6	38,2	42,8
	%	1	1	1	1	3 ¹	3 ¹
	L/hab/d	2,73	3,27	3,43	3,66	1,27	1,43

¹Por en encima de los 20.000 habitantes servidos se procede al espesado por gravedad de los lodos.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Dada la cantidad y variedad de parámetros a controlar (nivel de oxígeno y concentración de biomasa en los reactores biológicos, porcentaje y concentración de la corriente de recirculación de lodos de los sedimentadores secundarios a los reactores biológicos, recirculación interna, purga de lodos en exceso, desarrollo de microorganismos indeseables, etc.), en comparación con otros tipos de tratamiento, la Aireación Extendida presenta una mayor complejidad de operación, por lo que se requieren operadores cualificados, con un elevado grado de dedicación. A ello hay que añadir, que los equipos electromecánicos implantados requieren labores de mantenimiento, tanto de carácter preventivo como correctivo, que también precisan de técnicos cualificados en estas tareas.

Impactos medioambientales

La generación de malos olores en esta tecnología de tratamiento es mínima, siempre que se opere y mantenga convenientemente. A ello contribuye el hecho de que no cuente con tratamiento primario y que los lodos en exceso presentan un elevado grado de estabilización.

Los impactos sonoros que puede provocar la Aireación Extendida se deben, principalmente, al funcionamiento de los equipos de aireación (soplantes, compresores, eyectores, turbinas, etc.). Estos impactos se pueden minimizar recurriendo al aislamiento, o insonorización, de los equipos electromecánicos que los generan.

Los impactos visuales de esta tecnología son limitados, y pueden amortiguarse enterrando parte de los reactores y de los sedimentadores secundarios.

Como en cualquier otra tecnología, por deficiencias constructivas, o por el deterioro de las instalaciones, se corre el riesgo de filtraciones de aguas de mala calidad, que pueden provocar la contaminación de las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una línea de tratamiento de carácter intensivo precisa de poca superficie para su emplazamiento, por lo que las características de los posibles terrenos disponibles ejercen una menor influencia sobre su selección. No obstante, deben primarse los terrenos fáciles de excavar, con un nivel freático profundo, buena capacidad portante y que permitan que, en la mayor parte del proceso de tratamiento, las aguas a tratar discurren por gravedad, para obviar bombeos, con el consiguiente ahorro en los costos de construcción y, especialmente, en los de operación.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

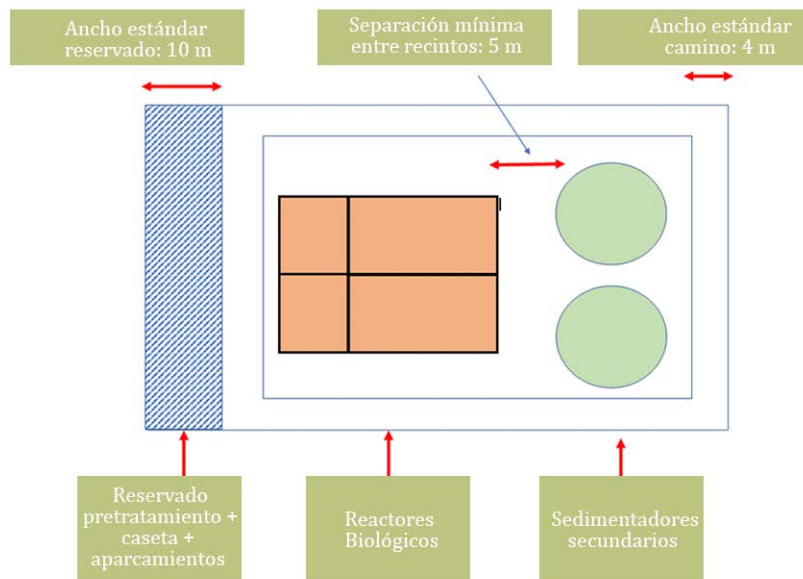
- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes es de limpieza manual y consta de una reja de desbaste de 3 cm de paso y de un

desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 1 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y de un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas y las grasas.

- Para el dimensionamiento básico de los reactores biológicos se optado por la modalidad convencional de la Aireación Extendida.
- Los reactores biológicos se construyen en hormigón, con formas rectangulares y relaciones largo/ancho de 3/1. Su profundidad útil es de 3,5 m.
- Por debajo de los 10.000 habitantes se opera con una única línea de tratamiento y por encima de esta población con dos líneas.
- Las edades de lodo empleadas para las distintas zonas ecológicas son las que se muestran en la Tabla 7.81.
- La concentración del licor mezcla es 4 g/L.
- La aireación del contenido del reactor se lleva a cabo mediante difusores de burbuja fina, alimentados por soplantes.
- La zona anóxica ocupa un 30% del volumen total del reactor biológico.
- La corriente de recirculación externa es del 100% (con relación al caudal de alimentación).
- La corriente de recirculación interna es de 3 veces el caudal de alimentación.
- Se emplean sedimentadores secundarios dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie.

- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de los lodos en exceso, ni para la desinfección de los efluentes, que se establecen en los capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

Figura 7.192. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las diferentes zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos, se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$) y carga tratada ($m^2/kg DBO_5/d$).

Figura 7.193. Requisitos de superficie por habitante servido.

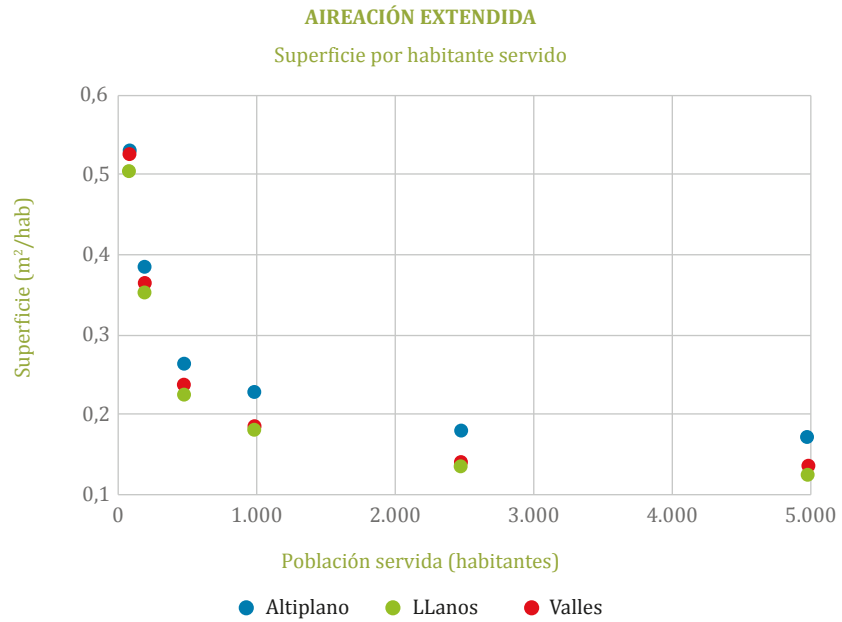
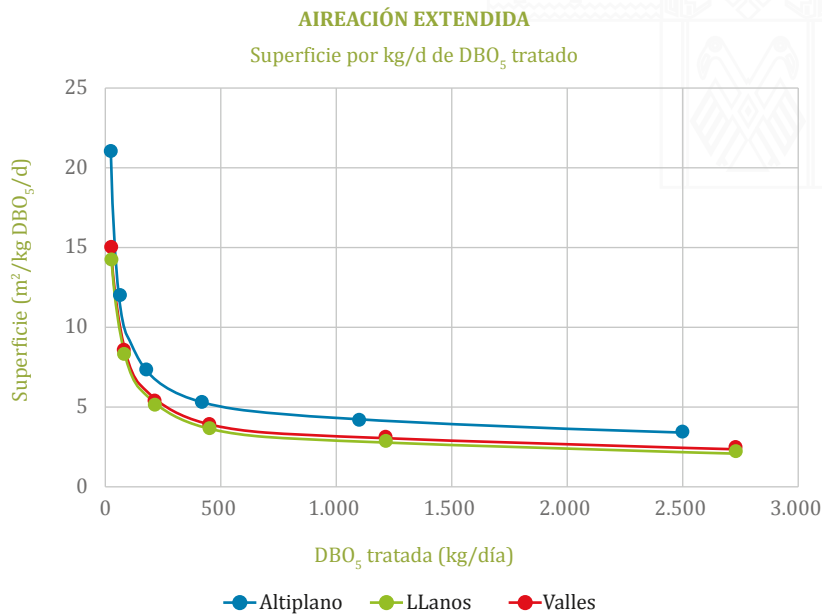


Figura 7.194. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.



Figura 7.195. Requisitos de superficie por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



Se observa que los requisitos de superficie por habitante servido siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan conforme aumenta el tamaño de la población tratada, la capacidad de tratamiento y la cantidad de DBO₅ tratada.

Los requisitos de superficie son mayores para el Altiplano (por las mayores edades del lodos con las que se opera en esta zona ecológica), y muy similares para los Valles y Llanos, llegando a superponerse los puntos y las curvas para estas zonas.

En el Capítulo 12 de la guía, se muestran de forma numérica, todas las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.193 se han desglosado en la Tabla 7.94 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies de los reactores biológicos y de los sedimentadores secundarios, en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos tamaños de población considerados.

Tabla 7.94. Porcentajes de superficie ocupada por los reactores biológicos y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por reactores biológicos/sedimentadores secundarios					
Altiplano	8,1/1,2	14,2/2,0	23,1/3,2	31,3/4,1	40,2/5,5	46,4/7,0
Valles	6,9/2,1	12,0/3,3	19,2/5,3	26,0/6,9	34,6/9,1	40,0/11,1
Llanos	4,7/2,3	8,0/3,9	13,0/6,3	17,1/8,3	23,2/10,9	27,3/13,2

Se observa, que la superficie ocupada por los reactores biológicos supera a la destinada a los sedimentadores secundarios en unas 7 veces en el caso del Altiplano, en unas 4 veces en los Valles y, en tan sólo unas 2 veces, en los Llanos.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes, que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido, capacidad de tratamiento (Bs/m³/d) y carga tratada (Bs/kg DBO₅/d).

Figura 7.196. Costos de implantación por habitante servido.



Figura 7.197. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

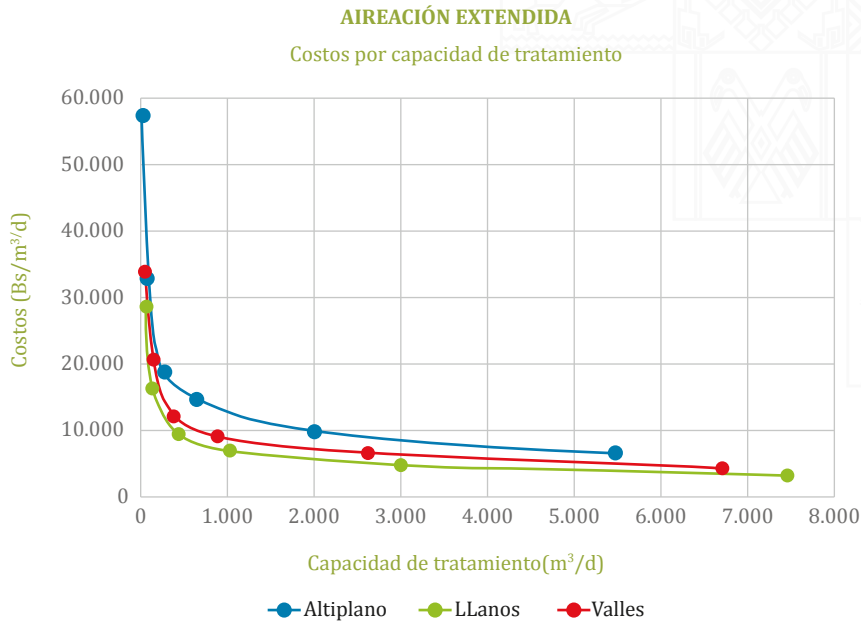
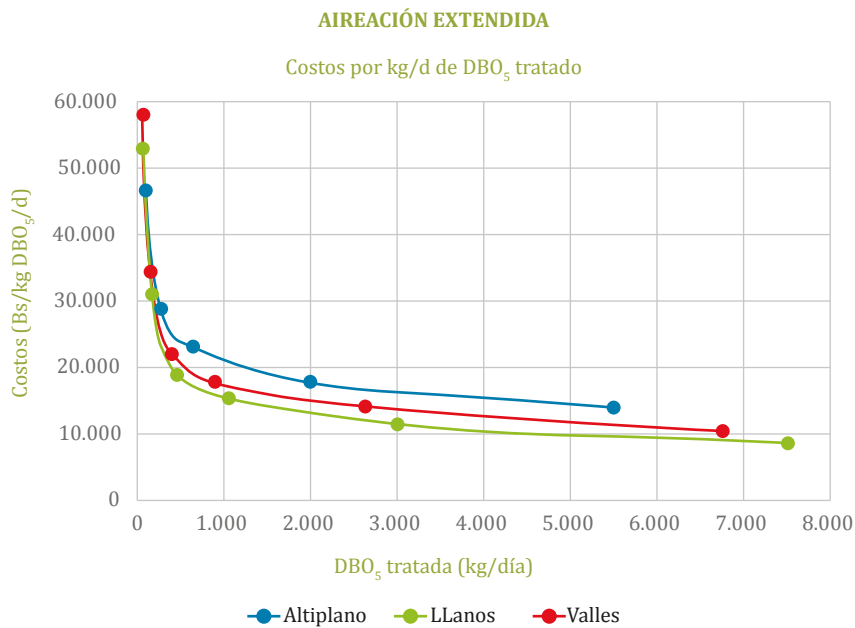


Figura 7.198. Costos de construcción por kg de DBO₅ tratado de aguas residuales.



En las tres curvas se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la DBO₅ tratada.

Los costos de construcción son superiores en el Altiplano (como consecuencia, principalmente, de los mayores volúmenes de los reactores biológicos y de las mayores potencias que se precian de los equipos de aireación), y muy similares para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.196, se han desglosado en la Tabla 7.95 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, caseta de servicio, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, reactores biológicos, sedimentadores secundarios, recirculaciones y purga de lodos, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.95. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Pretratamiento	4	3	2	1	6	4
Reactores Biológicos	46	52	55	58	57	60
Sedimentadores secundarios	13	14	13	15	13	13
Recirculaciones y purga de lodos	2	2	2	2	1	1
Caseta de servicios	10	7	6	3	2	1
Caminos perimetrales	3	2	2	1	0,8	0,6
Cerramiento	1	0,9	0,7	0,4	0,3	0,2
Valles						
Pretratamiento	4	3	2	1	7	5
Reactores Biológicos	43	47	50	51	50	53
Sedimentadores secundarios	17	18	18	21	18	18
Recirculaciones y purga de lodos	3	2	2	2	2	1
Caseta de servicios	10	7	6	4	2	2
Caminos perimetrales	3	2	2	1	0,8	0,6
Cerramiento	1	0,9	0,7	0,5	0,3	0,2

Llanos						
Pretratamiento	5	3	2	1	8	7
Reactores Biológicos	38	42	44	44	42	45
Sedimentadores secundarios	19	21	22	26	23	24
Recirculaciones y purga de lodos	3	3	2	3	2	2
Caseta de servicios	11	8	7	4	3	2
Caminos perimetrales	3	2	2	1	0,9	0,7
Cerramiento	1	1	0,8	0,5	0,4	0,3

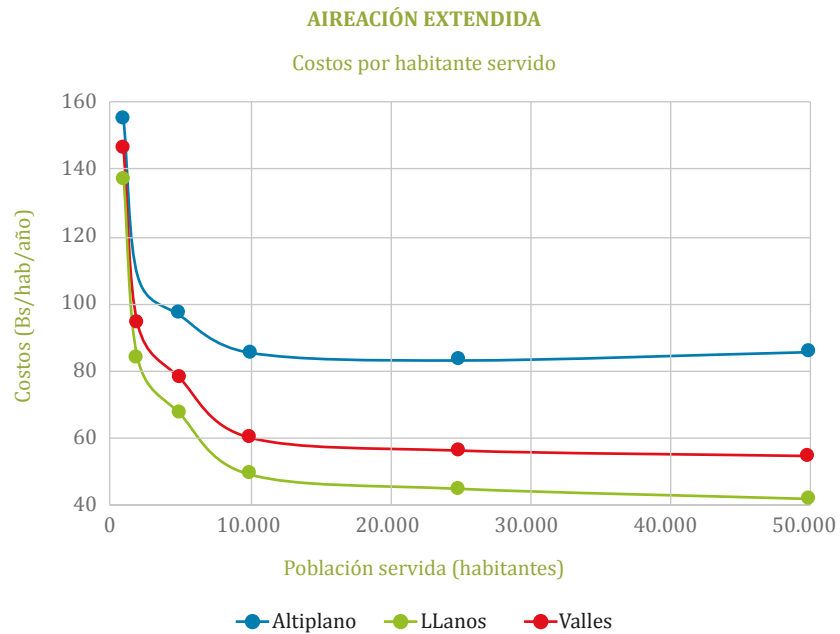
Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costo del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden, con diferencia, con los reactores biológicos, con rangos que van del 38-60% de los costos totales. Siendo estos porcentajes mayores en el Altiplano.
- El porcentaje del costo de los reactores biológicos se incrementan con el tamaño de la población tratada, mientras que los de los sedimentadores secundarios se mantienen, en general, bastante estables.
- El resto de las partidas de costos consideradas disminuyen al crecer la población tratada.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, a las que en el apartado de personal, se ha añadido un operador más para las PTAR que dan servicio a poblaciones de 50.000 habitantes, por la complejidad que supone la operación y mantenimiento de los numerosos Lechos de Secado destinados a la deshidratación de los lodos en exceso, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.199. Costos de operación y mantenimiento por habitantes servidos.



Se observan unos costos de operación y mantenimiento mucho más elevados en la zona del Altiplano (pese a tratarse caudales y cargas menores), que vienen justificados, principalmente, por el notable incremento que experimenta el consumo energético para la aireación de los reactores en esta zona ecológica, como consecuencia de su altitud.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.199, se han desglosado en la Tabla 7.96 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.96. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal (%)	51,2	36,6	32,3	18,2	13,2	8,4
Energía (%)	22,7	39,7	49,2	64,6	70,9	77,1
Mantenimiento y operación (%)	17,7	16,7	12,0	11,9	11,9	10,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,9	1,7	2,2	2,9	3,1	3,4
Control analítico (%)	7,5	5,4	4,4	2,5	1,0	1,0
Valles						
Personal (%)	54,4	42,1	40,4	25,9	19,4	13,2
Energía (%)	17,1	30,1	37,3	51,2	58,8	66,4
Mantenimiento y operación (%)	19,1	19,0	13,9	14,8	15,2	13,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,4	2,6	3,3	4,6	5,1	6,0
Control analítico (%)	8,0	6,2	5,5	3,5	1,5	1,5
Llanos						
Personal (%)	57,9	47,4	46,5	31,8	24,4	17,2
Energía (%)	12,6	22,7	28,9	42,3	50,5	58,8
Mantenimiento y operación (%)	19,5	19,9	14,4	15,9	16,7	14,2
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,5	3,0	3,9	5,7	6,5	7,9
Control analítico (%)	8,5	7,0	6,4	4,4	1,9	2,0

Se observa que a medida que crece la población servida disminuyen, en general, los porcentajes de costos correspondientes al personal, al mantenimiento y operación y al control analítico, mientras que, por el contrario, se incrementan los porcentajes de costos relacionados con el consumo energético y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

Los porcentajes de costos de la energía necesaria son mayores en el Altiplano (por la razón explicada con anterioridad), llegando a alcanzar el 77% de los costos totales de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

La Tabla 7.97 muestra, del total de los costos de los consumos energéticos, los porcentajes asignados a la aireación de los reactores biológicos, en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos tamaños de población servida.

Tabla 7.97. Porcentajes de costos asignados a la aireación de los reactores biológicos (%), frente a los costos energéticos totales de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	64,7	67,4	68,7	68,8	67,6	68,6
Valles	55,9	59,1	60,2	60,4	58,7	59,8
Llanos	52,2	56,6	58,1	58,3	55,7	56,9

Se observa, que en el caso del Altiplano, los porcentajes de los costos asignados a la aireación son superiores a los de las otras dos zonas ecológicas, moviéndose en el rango del 65-70%.

Por último, para los mismos tamaños poblacionales, el consumo energético global de las Aireaciones Extendidas implantadas en el Altiplano, respecto al de las ubicadas en los Valles, se mueve en el rango 1,4-1,8 veces superiores, y entre 2,0-2,7 veces superiores respecto al de las ubicadas en los Llanos.

7.8.7 Características constructivas

El confinamiento

- Lo habitual es que los reactores biológicos se construyan en hormigón armado, dejando los materiales plásticos y metálicos para los reactores de menores dimensiones.
- Los reactores pueden ser rectangulares o cuadrados, o adoptar la configuración de un 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.
- En el caso de los reactores rectangulares la relación largo/ancho es ≤ 3 .
- La configuración hidráulica del reactor debe garantizar que, frente a las normales variaciones de caudal, la superficie del licor mezcla no varíe más de 3 cm, y que esta variación no tenga influencia en el rendimiento del sistema de aportación de oxígeno.
- La altura de lámina de agua en los reactores biológicos es función del tipo de aireación que se emplee. En el caso de aireación por difusión

esta altura se sitúa entre 3-9 m, mientras que si se recurre a aireadores mecánicos se trabaja con alturas de 3-5 m.

- Los reactores deben proyectarse con un resguardo de seguridad suficiente para evitar salpicaduras del licor mezcla al exterior. Este resguardo será de $\geq 0,5$ m en el caso de aireación mediante difusores y de $\geq 1,0$ m en el caso de los aireadores mecánicos.
- Los reactores biológicos deben contar con sistemas de vaciado que permitan su mantenimiento, por lo que en el caso de reactores adosados, las paredes comunes deben ser capaces de resistir la totalidad de la presión hidrostática procedente de ambos lados.
- Es conveniente contar en los reactores biológicos con un sistema de control de espumas, para combatir las cuando estas aparezcan en la superficie de la lámina de agua. Un sistema muy empleado para este fin consiste en la instalación de boquillas pulverizadoras de agua, montadas a lo largo de uno de los bordes superiores de los reactores biológicos.

Los elementos de entrada

- Las aguas a tratar, antes de su ingreso a los reactores biológicos, deben someterse a un pretratamiento.
- Tras el pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales de alimentación al reactor biológico.
- En caso de alimentación por bombeo, es muy recomendable instalar medidores de caudal (dotados de totalizador) en las tuberías de impulsión, para monitorizar el caudal de alimentación a la PTAR y, sólo en el caso de que no sea posible contar con medidores de caudal, instalar un contador de horas de funcionamiento en las bombas.
- Cuando se disponen varios reactores en paralelo es importante asegurar la distribución homogénea del caudal de aguas a tratar a todos los reactores, utilizando cámaras de reparto dotadas con vertederos, válvulas de control o, mediante la colocación de compuertas a la entrada de los reactores.

- En las zonas anóxicas de los reactores biológicos es importante que las conducciones de entrada estén sumergidas para evitar su aireación, lo que afectaría muy negativamente a los procesos de desnitrificación.

Los elementos de salida

- La salida de los efluentes del reactor biológico debe realizarse mediante un vertedero superficial y sin placas deflectoras, para evitar la acumulación de espumas y flotantes en el reactor.
- Debe cuidarse el diseño de la zona entre el vertedero y la toma de la tubería de paso a la decantación secundaria, para conseguir que haya una velocidad suficiente que impida la consolidación de los materiales flotantes.

Las recirculaciones

- El bombeo de las corrientes de recirculación (externa e interna) debe ser regulable, para adaptarse a las necesidades reales.
- La cota que deben superar las bombas de recirculación externa viene determinada por la diferencia de nivel entre la superficie de la lámina de agua en el sedimentador secundario y la alimentación al reactor biológico.
- En el caso de las bombas de recirculación interna, el nivel del agua en la zona óxica y en la anóxica es el mismo.
- Dada la escasa (o nula) elevación necesaria, para el bombeo de las recirculaciones externa e interna, se aconseja el empleo de bombas de baja potencia.
- Debe implantarse, al menos, una bomba por línea de recirculación, contando siempre con una bomba de reserva.
- Deben implantarse caudalímetros en las corrientes de recirculación.

Los equipos de aireación

- El sistema de regulación de la aireación viene condicionado, entre otros factores, por la capacidad de tratamiento de la PTAR. En plantas de tratamiento pequeñas esta regulación puede llevarse a cabo mediante arranque y parada de los equipos de aireación, comandados por temporizadores. En el caso de PTAR medianas-grandes, la regulación debe efectuarse en función del contenido de oxígeno disuelto presente en los reactores biológicos, empleando para ello sondas que miden en continuo la concentración de este parámetro.
- Cuando se disponen varios reactores biológicos, el sistema de distribución de aire 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 conducciones de aire a cada reactor.
- Cuando se emplean aireadores mecánicos, las necesidades energéticas típicas para mantener un régimen de flujo de mezcla completa con este tipo de aireadores varían entre 20-30 W/m³ 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 m³/min/m³ de reactor.
- Dado que el volumen de la zona anóxica se fija como un porcentaje del volumen total necesario (calculado a su vez a partir de la edad de lodo necesaria), cuando se calculan los equipos de aireación se debe tener en cuenta que han de ser capaces de suministrar toda la necesidad de oxígeno en el intervalo en el que esta tiene lugar. Por otra parte, dado que en esta sección no existe aireación, la agitación necesaria para evitar la decantación del lodo activo ha de lograrse mediante agitadores. Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar un nivel de ruidos molesto en los equipos de aportación de aire (aireadores de superficie o soplantes), insonorizándolos.

7.8.7.1 Características constructivas de la sedimentación secundaria

Las características constructivas de la etapa de sedimentación secundaria son las mismas que se han expuesto con anterioridad para la tecnología de Filtros Percoladores, en el apartado 7.6.7.2.

7.8.8 Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de las distintas etapas del pretratamiento ya se han detallado en el apartado 6.3.5.
- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento del reactor biológico:
 - Diariamente se comprobará que el contenido en oxígeno disuelto en el reactor biológico se mantiene en torno a los 2 mg/L. Este control debería adaptarse a las variaciones diarias de carga orgánica a tratar, de forma que el funcionamiento de los equipos de aireación esté comandado por el valor de la concentración de oxígeno disuelto a mantener en el contenido de los reactores biológicos.
 - Si el reactor biológico cuenta con sondas para la medida en continuo del nivel de oxígeno disuelto, será preciso proceder a su limpieza y calibración con la frecuencia que recomiende el fabricante de estos equipos de control.
 - Dos veces a la semana se comprobará si el caudal de recirculación externa de lodos (desde el sedimentador secundario al reactor biológico) y el de recirculación interna (desde la zona óxica a la anóxica), mantienen las proporciones que se hayan establecido con el caudal de alimentación. Para ajustar estos caudales de recirculación se podrá actuar sobre temporizadores programables, que regulen el funcionamiento de las bombas de recirculación, y/o sobre las válvulas dispuestas en las tuberías de impulsión de estas bombas.
 - Semanalmente, y en función de los resultados de la analítica de sólidos en suspensión del licor mezcla, se deberá adecuar la programación de la evacuación de lodos en exceso, a fin de mantener en el reactor

la necesaria concentración de SSLM, que permita que se desarrolle correctamente el proceso de depuración.

- Semanalmente se comprobará el correcto funcionamiento de los equipos de inyección de aire (compresores o turbinas) y si se produce una buena homogenización del contenido del reactor biológico.
- Semanalmente se comprobará si la superficie del reactor biológico presenta espumas o flotantes. De ser es así, se tratará de eliminarlos, en primera instancia, haciendo uso de los pulverizadores de agua implantados en uno de los de los bordes del reactor biológico, o de mangueras de agua a presión. De no ser posible la eliminación de las espumas por este método, será necesario conocer el origen de estas espumas y flotantes, mediante el análisis microbiológico de los mismos, y actuar sobre los parámetros de operación del reactor biológico para intentar erradicarlos.
- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los sedimentadores secundarios, estas ya se han comentado anteriormente en el apartado 7.6.8.
- Regularmente se procederá al engrase de los equipos mecánicos (limpieza mecanizada de las rejas de desbaste, sistemas de aireación, sistema de accionamiento de las rasquetas del sedimentador secundario), 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 del fabricante.

7.8.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas residuales urbanas, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.
- No precisa tratamiento primario.
- Gran versatilidad, al poderse controlar los diferentes parámetros operativos.

- Posibilidad de lograr altos rendimientos de eliminación de nitrógeno total.
- Posibilidad de eliminar fósforo por vía biológica.
- Se generan lodos con un elevado grado de estabilización.
- Buen comportamiento frente a aguas residuales concentradas.
- Bajo nivel de olores, si la operación y mantenimiento son los correctos.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Elevados costos de operación debidos, principalmente, al elevado consumo energético (especialmente para la aireación del contenido de los reactores biológicos). Consumo que se incrementa notablemente con la altitud a la que se encuentra la PTAR.
- Su operación y mantenimiento requieren una atención continuada por parte de operadores especializados.
- Elevada generación de lodos.
- La etapa de sedimentación secundaria es muy sensible a sobrecargas hidráulicas.
- Mal comportamiento frente a aguas residuales diluidas.
- Generación de ruidos, si no se toman medidas para amortiguarlos.

Referencias bibliográficas

ASCE (American Society of Civil Engineers) (1984). Measurement of Oxygen Transfer in Clean Water-

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (MARM-España).

MARN (2016). Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Metcalf&Eddy (1991). Wastewater Engineering. MacGraw-Hill.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0. MacGraw-Hill.

Norma ATV-DVWK-A 131E (2000). Dimensioning of Single Activated Sludge Plants. German ATV-DVWK Rules and Standards.

Ortega, E. (2018). Tratamientos biológicos de fangos activados. Aspectos generales y procesos convencionales. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

Trillo, I. (2018). Sistemas de aireación. Técnicas aplicables al diseño y gestión. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

von Sperling, M., Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1 843339 002 7. Published by IWA Publishing. London, UK.

WPCF (1998). Aeration. Manual of Practice FD-13.



ESTADO PLURINACIONAL DE
BOLIVIA

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE Y AGUA

VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO

Autoría:



FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA
CENTRO DE LAS NUEVAS
TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería,
Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:



MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:

