



Universidad
Zaragoza

Proyecto Fin de Carrera

DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES DE UNA INDUSTRIA DE PAPEL RECICLADO MEDIANTE LAGUNAJE

Autor

Marta Pilar Jaso Escobedo

Directora

Eva Francés Pérez

Escuela de Ingeniería y Arquitectura
Septiembre 2015



**PROPUESTA y ACEPTACIÓN DEL
PROYECTO FIN DE CARRERA DE INGENIERÍA TÉCNICA**

DATOS PERSONALES

APELLIDOS, Nombre

JASO ESCOBEDO, MARTA PILAR

Nº DNI 72972492R Dirección C/ BOR JUANA DE LA CRUZ Nº 21 2º A

C.P. 50.018 Localidad ZARAGOZA

Provincia ZARAGOZA Teléfono 649686133 NIA: 511033

Firma:

DATOS DEL PROYECTO FIN DE CARRERA

INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL, Especialidad QUÍMICA

TITULO DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES DE UNA INDUSTRIA
DE PAPEL RECICLADO MEDIANTE LAGUNAJE

PROYECTO TIPO A ☐ TIPO B ☒

DIRECTOR _____

VERIFICACIÓN EN SECRETARÍA

El alumno reúne los requisitos académicos (1) para la adjudicación de Proyecto Fin de Carrera

SELLO DEL CENTRO

EL FUNCIONARIO DE SECRETARIA

Fdo.: _____

SE ACEPTA LA PROPUESTA DEL PROYECTO (2)

En Zaragoza, a 26 de AGOSTO de 2.015

Fdo.: EVA FRANCÉS

DIRECTOR DEL PFC

SE ACEPTA EL DEPÓSITO DEL PROYECTO

En Zaragoza, a 30 de AGOSTO de 2.015

Fdo.: EVA FRANCÉS

DIRECTOR DEL PFC

(1) Requisitos académicos: tener pendientes un máximo de 24 créditos o dos asignaturas para finalizar la titulación.

(2) Para que la propuesta sea aceptada por el Director, es imprescindible que este impreso esté sellado por la Secretaría de la EINA una vez comprobados los requisitos académicos.

RESUMEN

El tratamiento de aguas residuales industriales se puede plantear de diversas maneras dependiendo del tipo de industria que se esté estudiando, en este caso el proyecto consiste en la implantación de una EDAR en una industria papelera que usa como materia prima el papel reciclado, situada en el municipio de Alcolea de Cinca.

La industria de papel reciclado requiere el uso de mucha agua para poder llevar a cabo el proceso productivo, por lo que el tratamiento del agua antes de realizar el vertido al río Cinca adquiere una gran importancia.

Existen distintos sistemas de depuración, que podrían dividirse en dos grandes grupos: convencionales y naturales. Se ha optado por un sistema de depuración natural que consta de un pretratamiento (formado por pozo de gruesos, rejillas de desbaste y tamizado), cuatro lagunas anaerobias, cuatro lagunas facultativas y una laguna de maduración.

Con este sistema de depuración natural se evita el uso de sistemas mecánicos y eléctricos reduciendo así los costes de mantenimiento y energéticos de la estación depuradora.

Con este tratamiento se cumplen, por otro lado, los límites de vertido marcados por el Real Decreto 1290/2012

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	4
1. INTRODUCCIÓN	8
2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO PRODUCTIVO.....	10
2.1 Materia prima	11
2.2 Repulpado	12
2.3 Refinado	13
2.4 Confección de papel	14
3. ESTUDIOS PREVIOS	18
3.1 Situación	18
3.2 Estudio demográfico	19
3.3 Estudio climatológico	21
3.4 Geología y litología	23
3.5 Caracterización de las aguas	24
4. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE DEPURACIÓN	25
4.1 Pretratamiento	25
4.1.1 Pozo de gruesos y desarenador	25
4.1.2 Reja de gruesos	26
4.1.3 Tamizado	28
4.2 Sistema de lagunaje.....	31
4.2.1 Lagunas anaerobias.....	32
4.2.2 Lagunas facultativas.....	33
4.2.3 Laguna maduración.....	34
4.3 Medidor de caudal.....	36
5. CÁLCULOS Y SELECCIÓN DE EQUIPOS EN LA OBRA.....	38
5.1 Pretratamiento	38
5.1.1 Pozo de gruesos:	38
5.1.2 Rejas de desbaste.....	40

5.1.3 Tamizado	46
5.2 Sistema de lagunaje.....	48
5.2.1 Lagunas anaerobias.....	48
5.2.2 Lagunas facultativas.....	51
5.2.3 Lagunas de maduración	52
5.3 Medidor del caudal.....	54
6. PRESUPUESTO GENERAL.....	56
7. FUENTES DE INFORMACIÓN	58
ANEXO I.....	60
SISTEMA DE DEPURACIÓN POR LAGUNAS	60
AI.1 Clasificación de lagunas	61
AI.1.1 Lagunas anaerobias.	62
AI.1.2 Lagunas facultativas	63
AI.1.3 Lagunas aerobias	67
AI.2 Sistemas de lagunas	68
AI.3 Ventajas e inconvenientes del lagunaje	71
AI.4 Métodos de cálculo para el diseño de las lagunas	72
AI.4.1. Diseño de lagunas anaerobias.....	73
AI.4.2. Diseño de lagunas facultativas.....	74
AI.4.3 Diseño de lagunas de maduración.....	85
ANEXO II.....	88
LEGISLACIÓN VIGENTE	88
AII.1 Unión europea	89
AII.2 España	90
AII.3 Comunidad Autónoma de Aragón.....	94

1. INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento fundamental e imprescindible en la fabricación de papel recuperado. Es asimismo un bien escaso, por lo que es necesario hacer un uso racional en los procesos de producción y es necesario adoptar medidas de reducción, reciclaje y recuperación.

Una estación depuradora de aguas residuales (EDAR), es una instalación que recoge el agua residual de una población o industria para someterla a una serie de tratamientos y procesos que permitan devolverla al cauce (rio, mar, embalse, etc.) cumpliendo con las normativas vigentes.

Se pueden diferenciar dos tipos de estaciones depuradoras diferentes, por un lado las que gestionan las aguas residuales urbanas y por otro lado las que tratan aguas residuales industriales. Este proyecto estudia una EDAR industrial, en concreto la de una industria papelera de papel reciclado.

Es un hecho que el vertido de aguas residuales sin depurar ocasiona daños, en ocasiones irreversibles, al medio ambiente, afectando a los ecosistemas acuáticos. Por otro lado, el vertido de aguas residuales no tratadas también supone riesgos para la salud pública. Es por esto por lo que es preciso el tratamiento de estas aguas antes de su vertido, a través de las EDAR, en las cuales se someten las aguas residuales a una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen por objeto reducir la concentración de los contaminantes y permitir el vertido de los efluentes depurados, minimizando los riesgos tanto para el medio ambiente, como para las poblaciones.

El tratamiento de aguas residuales puede rebasar las disponibilidades económicas de algunas industrias. La inversión inicial de cualquier estación depuradora es importante, pero son los costes de explotación los que incrementan los gastos de la empresa.

Es necesario por tanto encontrar un procedimiento económico para la depuración de aguas residuales. Como alternativa a las técnicas convencionales de depuración se han desarrollado una serie de sistemas denominados “naturales”, que aprovechan y potencian los procesos de purificación físicos, químicos y biológicos que ocurren de forma espontánea en la naturaleza. Estos sistemas, necesitan grandes superficies de terreno, presentan unos bajos costes de inversión (siempre y cuando haya disponibilidad de terrenos y su precio no sea muy elevado) y mantenimiento,

además proporcionan un efluente de calidad muchas veces incluso superior al obtenido en una depuradora convencional, sobre todo cuando existen condiciones favorables de clima e iluminación. Entre estos sistemas naturales se encuentra el lagunaje.

La depuración de aguas residuales por lagunaje no requiere prácticamente energía externa, excepto la radiación solar, ya que debido a la gran disponibilidad de nutrientes y materia orgánica, se origina un intenso crecimiento de algas con una gran producción de oxígeno fotosintético que es empleado para la degradación de la materia orgánica.

Esta tecnología para el tratamiento de aguas residuales está adquiriendo gran desarrollo en nuestro país, ya que el efluente de estos sistemas puede ser utilizado directamente para riego.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO PRODUCTIVO

En este apartado se describirá el proceso productivo de la obtención de papel reciclado que se lleva a cabo en la empresa y en que parte del proceso se producen las aguas residuales que posteriormente tendrán que ser tratadas antes de su vertido al río Cinca. Las distintas etapas de producción se pueden ver en la Figura 2.1.

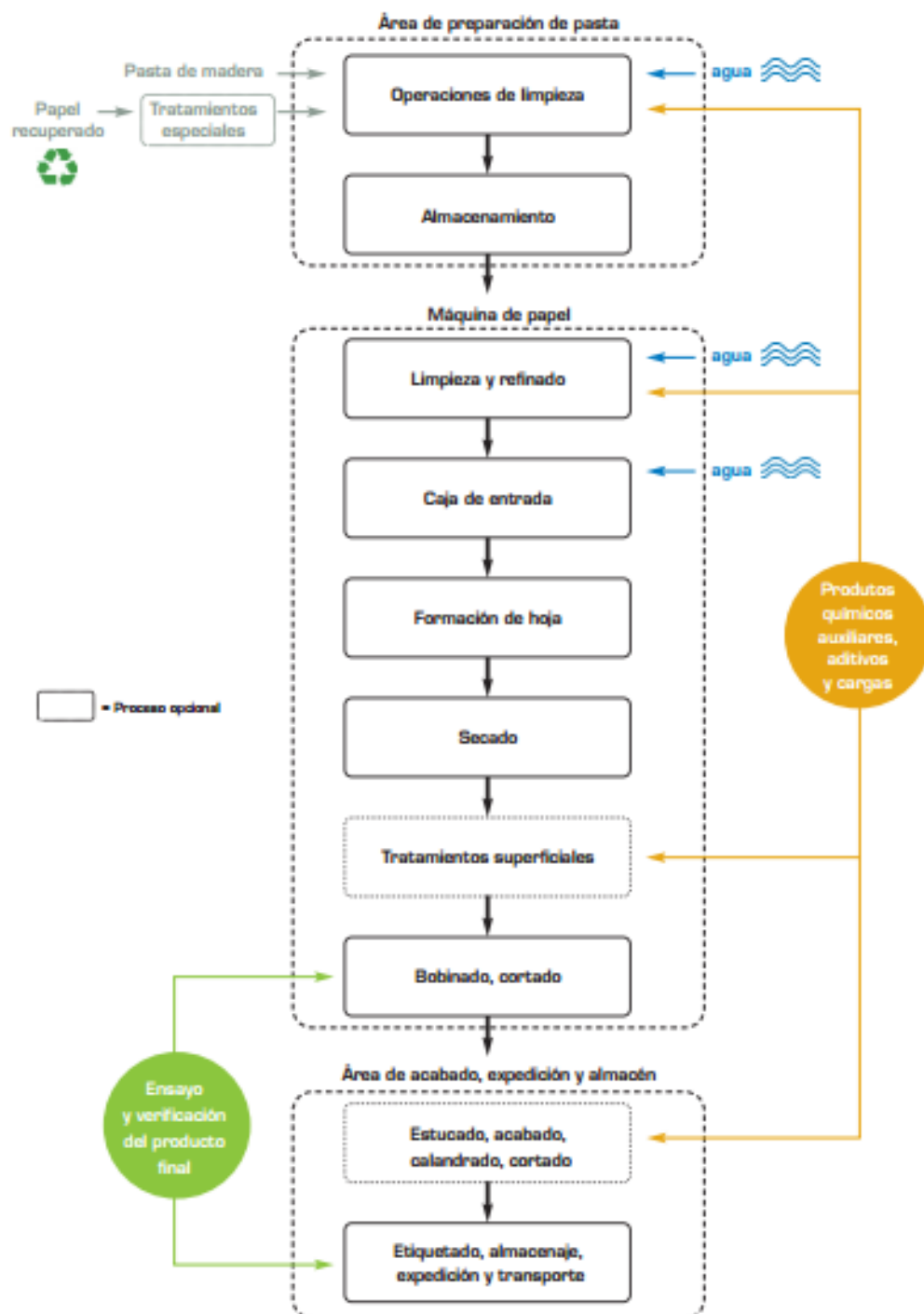


Figura 2.1 Diagrama de bloques del proceso productivo de papel

2.1 Materia prima

En áreas muy pobladas, el uso de fibras procedentes de residuos de post-consumo brinda una utilidad tanto económica como medioambiental. El material recogido supone una adecuada fuente de fibras. Dicho material puede destinarse exclusivamente a la producción de nuevo papel o bien a suplementar la fibra de madera fresca en la fabricación de papeles de calidad superior.

En el proceso productivo de esta empresa se utiliza como materia prima fibra recuperada, concretamente de cartón y de periódicos que previamente han sido recogidos por la empresa que realiza la recogida y su selección en varias categorías para ser distribuido a diferentes empresas que realizan distintos tipos de reciclaje.



Figura 2.2 Fardos de cartón y papel antes de ser reciclados

La fibra recuperada dispone de una determinada vida útil, se necesita en todo momento de fibra fresca para sostener el proceso de reciclaje, puesto que las fibras únicamente pueden reaprovecharse un máximo de siete veces. Sólo en torno al 80% de la fibra reciclada puede recuperarse en el proceso de destintado. El reciclaje reiterado resulta en fibras cada vez más cortas y débiles, que finalmente han de ser desechadas dentro del proceso de recuperación. Estas fibras desgastadas podrán ser incineradas para la producción de energía.

2.2 Repulpado

La primera etapa de producción combina una cantidad determinada de periódicos y cartones y un gran volumen de agua caliente, que se hace rotar dentro de un tanque para la elaboración de una solución. El tanque es denominado hidropulper.

El proceso de preparación de pasta debe iniciar, necesariamente, con una máquina capaz de desintegrar la materia prima. En el caso del material seco debe ser el hidropulper, donde la materia prima sea papel reciclado o fibra virgen o una mezcla de ambas y agua son separados en fibras o haces de fibras de forma tal que puedan ser procesadas en etapas posteriores.

Es una máquina de concepción sencilla compuesta por una batea dentro de la cual gira un rotor con forma adecuada al trabajo requerido. El hidropulper es, también, el primer separador de materiales indeseables, sean alambres, hilos, grapas metálicas, etc., que acompañan a las materias primas.

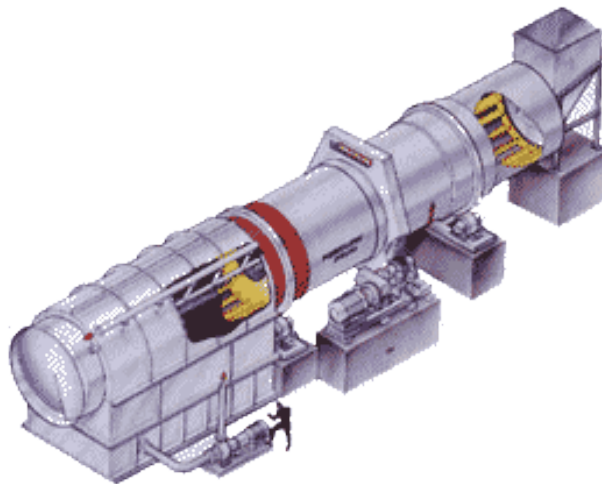


Figura 2.3 Hidropulper

Convertir material fibroso en pulpa es relativamente sencillo. La forma del rotor y su velocidad las perforaciones de la parrilla de salida, el caudal el caudal de salida, el nivel de trabajo y la forma en la que se agrega el material deben estar relacionados para el correcto funcionamiento del proceso

El material debe permanecer en el hidropulper el tiempo necesario, 60 minutos, para que sea correctamente desfibrado y este tiempo también influye sobre la penetración de agua dentro de la fibra



Figura 2.4 Pulpa

A continuación se realiza un segundo refinado mediante un filtrador centrífugo donde se añade agua limpia por aspersión para retirar contaminantes presentes en el papel para evitar que lleguen al producto final

2.3 Refinado

El principal objetivo de la operación de refinado es preparar las fibras para alcanzar las propiedades de resistencia deseables en el producto final. En esta operación se desarrollan algunas de las características que favorecen la formación del papel, tales como la fibrilación externa e interna, formación de finos, variación en la longitud de fibra e incremento en la capacidad retención de agua. Durante el refinado se eliminan parcialmente las paredes (primaria y secundaria) externas de la fibra, lo que permite la penetración del agua en el interior de la misma provocando su hinchamiento. La hidratación de las fibras y la fibrilación externa e interna generan un aumento sensible de la superficie y volumen específicos (incremento de los puntos de contacto en la formación del papel) favoreciendo el desarrollo de las propiedades fisicomecánicas del papel fabricado.

En el funcionamiento de equipo de refinado, la suspensión fibrosa pasa entre una superficie fija (estator) la otra se desplaza con un movimiento perpendicular al eje de las cuchillas (rotor), de esta manera las fibras situadas entre ambas sufren un efecto de cortadura, aplastamiento y fricción entre sí y contra las guarniciones del aparato. La acción conjunta de todos estos esfuerzos mecánicos producirá el refinado de la pasta.

En general la operación de refinado se evalúa con las propiedades físicas de la pasta y del papel, es importante mantener un control de las variables que influyen en la aptitud al refinado para obtener en el papel propiedades fisicomecánicas deseadas junto con una óptima formación de la hoja durante el proceso de fabricación.

2.4 Confección de papel

Una vez obtenida la pasta de papel, en condiciones adecuadas, se pasa a la fabricación del papel en sí misma.

La pasta del refinado pasa a unos depósitos de reserva, tinas, donde unos agitadores mantienen la pasta en continuo movimiento. A continuación pasa a la máquina de papel que es el elemento más importante de todo el proceso. Es el lugar donde la pasta en suspensión se convierte en papel. Aunque hay varios tipos, la más extendida es la máquina de mesa plana, derivada de la primera máquina inventada por Fourdrinier. Consta de varios elementos, se citan los más importantes por orden de utilización y la utilidad que desempeñan.

- Cabeza de máquina

En la caja de admisión, la pasta se compone de un 99% de agua y materiales de proceso y de un 1% de fibra. Se necesita este volumen de agua para evitar la floculación, es decir, la tendencia de las fibras a aglutinarse. De permitirse esto, la hoja de papel presentará una deficiente formación. Para evitar la floculación se genera una turbulencia en la caja de admisión.

Se encarga de expulsar la pasta de papel en una fina capa sobre la tela de la máquina de papel.

Es una caja alargada, en cuyo interior circula la pasta. En su extremo inferior, tiene una abertura en su largo por donde sale la película de pasta. El ancho de esta abertura se controla con unos labios, que al aumentar su distancia entre sí dejan caer más o menos cantidad. Controlando la salida de pasta de los labios se obtienen distintas propiedades de la hoja formada.

Al salir de los labios, cae directamente en la tela de máquina, ésta en su inicio, se le da un movimiento horizontal para mitigar un sentido de la fibra pronunciado.

Al caer las fibras tienden a colocarse en una posición paralela al movimiento de la tela, si no se elimina en parte, el papel tendrá una serie de características no adecuadas, como menor estabilidad dimensional (al humedecerse el papel, las celulosa se hincha, si todas las fibras van en el mismo sentido, se hincharán más en sentido longitudinal que en el transversal), mayor desgarró (fibras menos unidas).



Figura 2.5 Labios de la cabeza de maquina

- Telas

Es una malla muy fina donde se coloca la pasta de papel y comienza el desgote y secado. La primera parte del secado es por gravedad, el agua cae atravesando la tela y las fibras quedan retenidas en la parte superior. Después, el exceso de agua no desgota por sí solo, por lo que hay que ayudarlo con varios elementos.

- Foils

Unas piezas, generalmente de plástico, que se colocan en la parte inferior de la tela. Tienen un ligero ángulo de descenso que al contacto con la malla generan un cierto vacío.

- Vacum foils

Lo mismo que los foils, pero además absorben el agua mediante bombas de vacío.

- Dandy

Un gran rodillo hueco, cuyo exterior está recubierto de una malla. Se coloca en la parte superior de la tela en contacto directo con el papel. Mediante presión y, en algunos casos bombas de vacío, exprime el agua.

Al eliminar el agua en su mayor parte, el papel comienza a tener consistencia y se coloca en la sección de prensas y secadores.

- Prensas y secadores

Rodillos de la zona de sequería. Una vez el papel ya ha adquirido consistencia, se ha eliminado toda la humedad posible. Para esta etapa se usa presión y calor

La presión se da por medio de pares de rodillos recubiertos de goma; entre los rodillos y la hoja de papel corre una cinta de fieltro que absorbe el agua escurrida por la presión del rodillo.

La banda de papel prensada se hace pasar por una serie de rodillos huecos por los que circula vapor a altas temperaturas. Para ello se acompaña con una manta de fieltro que evita que la hoja se aparte del cilindro ayudando al secado y guiando la hoja por ellos.



Figura 2.6 Rodillos de sequería

- Lisas y calandras

Una vez seco, las fibras se han unido convirtiéndose finalmente en lo que consideramos papel. En algunas ocasiones, se requiere un papel muy brillante, o con una lisura especial; esto se consigue presionando entre dos rodillos llamados lisas. Las calandras tienen varios rodillos metálicos colocados unos sobre otros, algunos calentados a vapor.

Otra aplicación de las lisas es la de modificar el calibre o grosor del papel mediante presión.

- Pope

Finalmente, el papel fabricado se enrolla en grandes bobinas para su posterior uso. Es un cilindro refrescador con entrada y salida de agua para el correcto enrollado.

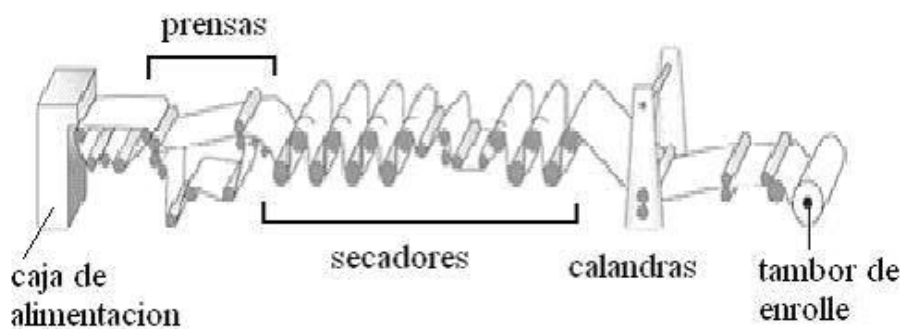


Figura 2.7 Esquema de la máquina de papel

En algunas ocasiones es necesario aumentar la resistencia mecánica del papel para lograrla se puede aplicar un encolado, consiste en aplicarle a la hoja de papel una capa de encolante formada principalmente por distintos tipos de almidones

Como se ve en la descripción del proceso productivo el uso de agua es fundamental para la producción de papel. Provocando que las aguas residuales sean recogidas principalmente en las secciones de repulpado, refinado, en la sección de mallas y de prensado. Estas aguas son recogidas para tratarlas mediante depuración y que sea posible verterlas al río cumpliendo la legislación vigente.

3. ESTUDIOS PREVIOS

Como estudios previos se va a analizar la situación del municipio, concretamente la ubicación de la empresa de reciclaje de papel, se realizará un estudio demográfico, así como también estudios climatológicos, importantes para comprobar que pueda ser viable una estación depuradora mediante lagunaje. Se analizará la geología y la litología de la zona.

Por otro lado, para dimensionar la planta será necesario, disponer de la caracterización del agua al final del proceso productivo y antes de entrar en la estación depuradora.

3.1 Situación

La empresa está situada en el término municipal de Alcolea de Cinca.

Alcolea de Cinca es un municipio de Huesca (España), situado en la orilla derecha del río Cinca, perteneciente a la mancomunidad del Cinca Medio. Su término municipal tiene una superficie de 83.2 Km², situado a una altitud de 186 m sobre el nivel del mar, se encuentra a 85.8 Km de la capital, Huesca, y su población es de 1164 habitantes.



Figura 3.1 Situación de la empresa (google maps)

Alcolea de Cinca se sitúa junto a la carretera A-130, con buenos accesos desde Fraga y Monzón, permitiendo unas comunicaciones cómodas y rápidas con las principales ciudades de España



Figura 3.2 Situación de la localidad de Alcolea de Cinca

3.2 Estudio demográfico

La población de la comarca del Cinca Medio se ha incrementado significativamente durante el último siglo debido fundamentalmente a la localidad de Monzón y en especial tras la década de los 70 donde se vivió la reconversión industrial más acuciada. Si bien es cierto, por lo que indican los datos, que la zona rural ha sufrido un lento proceso de despoblamiento, eso no ha repercutido del todo en el volumen de población de la Comarca puesto que esa fuga, ha sido absorbida en gran medida por Monzón dada su proximidad, y la implantación en su día de nuevas industrias y servicios.

Las oscilaciones poblacionales registradas durante estos primeros años del siglo XXI, siguen la pauta comenzada en el siglo anterior: una capital de comarca que domina en población y experimenta un crecimiento lento pero seguro, siendo el dato más destacable el registro de 2007 a 2008, donde todos los municipios de la Comarca experimentan un aumento en su población, pero en Monzón se produce un incremento de 532 personas. Se podría explicar este dato por el incremento de la población inmigrante en esta primera década, si bien es cierto que el cómputo total de la zona rural sigue sufriendo una despoblación silenciosa. En lo que se refiere a la densidad de la comarca (41.6 ha/Km²) es claramente superior a la del conjunto de la provincia de Huesca (14.6 ha/Km²), siendo superior incluso a la de Aragón (28.2 ha. /Km²).

La evolución de la natalidad en la última década del siglo XX y primeros años del XXI en la Comarca del Cinca Medio no muestra una tendencia clara de aumento o declive, sino que presenta un movimiento oscilatorio con pequeñas variaciones, especialmente se habla de los municipios que componen la zona rural de la Comarca.

La tendencia de la tasa de mortalidad, que durante los primeros años de la década de los 90 mostraba una tendencia ascendente, ya en los 2000, muestra un comportamiento más estable y ya a finales de esta primera década, manifiesta una tendencia descendente. El dato corresponde sobre todo a una regulación de reemplazo natural de la población, además de a una serie de mejoras en la calidad de vida que ha logrado aumentar la esperanza de vida. Estos años vuelven a coincidir como en indicadores anteriores con la llegada y asentamiento en la Comarca de comunidades de inmigrantes. La fuerte industrialización de Monzón atrajo a propios y foráneos, por lo que su población ha aumentado mucho su volumen en muy pocos años. Pero si Monzón ha ido ganando en población nuestros pueblos la han ido perdiendo gota a gota. En lo que se refiere a movimientos migratorios los municipios más poblados son los que escogen los inmigrantes para instalarse. Así, Monzón, Albalate, Binaced y Alcolea son los núcleos con más población inmigrante de la Comarca. La población inmigrante puede considerarse una población joven y en la edad más activa de la vida laboral. Esto ocurre porque el motivo principal de la inmigración ha sido laboral.

En la Figura 3.3 se muestra la evolución que ha sufrido Alcolea de Cinca en los dos últimos siglos.

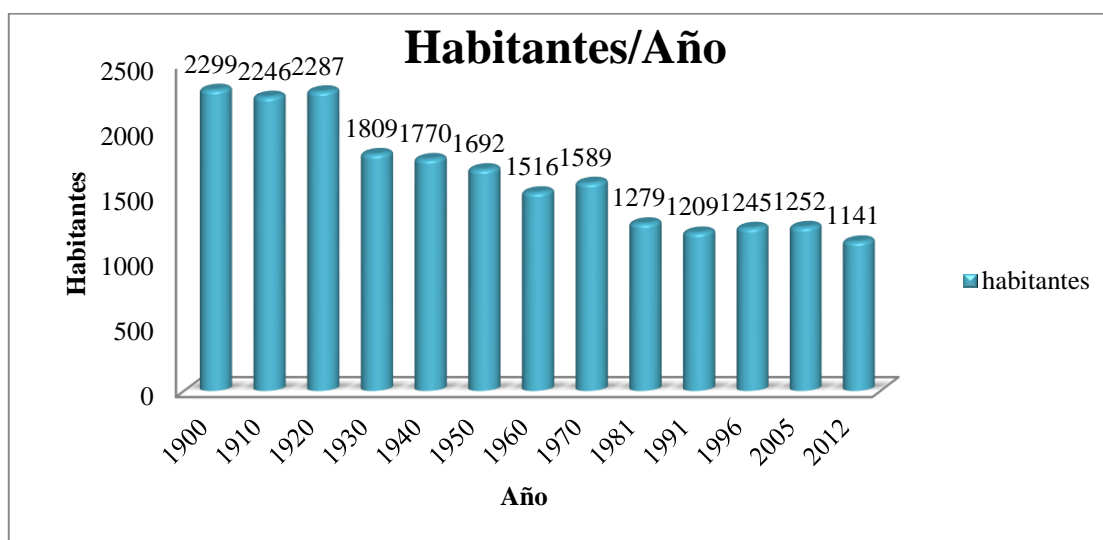


Figura 3.3 Evolución demográfica de Alcolea del Cinca

3.3 Estudio climatológico

Alcolea de Cinca está dominada por el clima de estepa local. A lo largo del año, se dan pocas precipitaciones en Alcolea de Cinca, siendo la precipitación anual de 410mm. En cuanto a la temperatura, el valor medio anual es de 14.5°C

En la comarca del Cinca Medio la aridez viene dada no solo por las bajas precipitaciones anuales, sino también por la elevada evapotranspiración potencial, que produce un déficit hídrico anual en Alcolea del Cinca de hasta 500mm. La baja influencia del océano Atlántico y del mar Mediterráneo provoca una fuerte amplitud térmica anual de entre 19°C y 22°C.

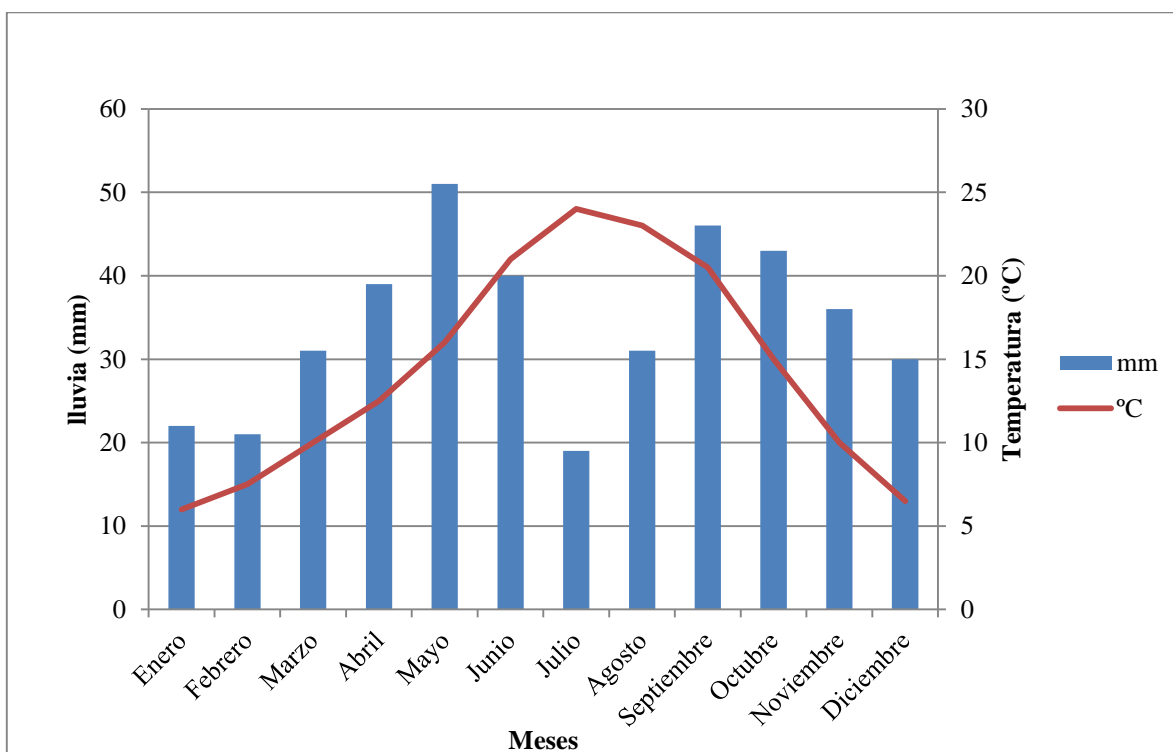


Figura 3.4 Precipitaciones y temperatura media en Alcolea de Cinca

Como se observa en la Figura 3.4 el mes más seco es julio con 19 mm. El mes que mayores precipitaciones presenta es mayo con 52 mm.

En la Figura 3.5 se muestra un mapa climatológico de la Comunidad Autónoma de Aragón. Indica las distintas temperaturas medias anuales de la región, Alcolea de Cinca está señalizada con un punto rojo

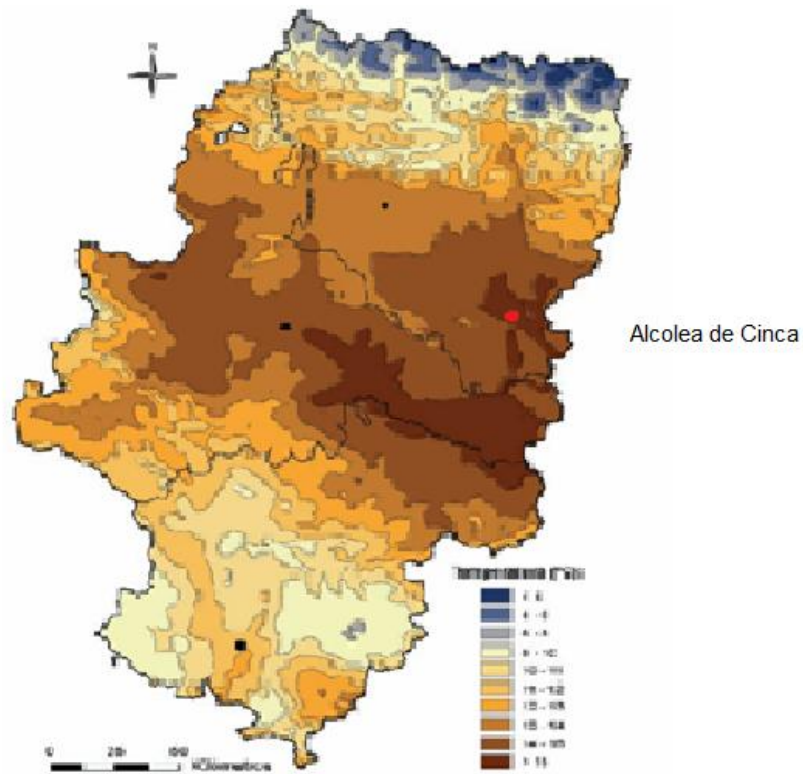


Figura 3.5 Mapa climatológico de la Comunidad de Aragón

Por otro lado, en la Figura 3.6 se ve un mapa pluviométrico de la Comunidad Autónoma de Aragón dónde se observan las precipitaciones medias anuales, en la cual está marcado con un punto el municipio de Alcolea del Cinca donde se va a localizar la estación depuradora.

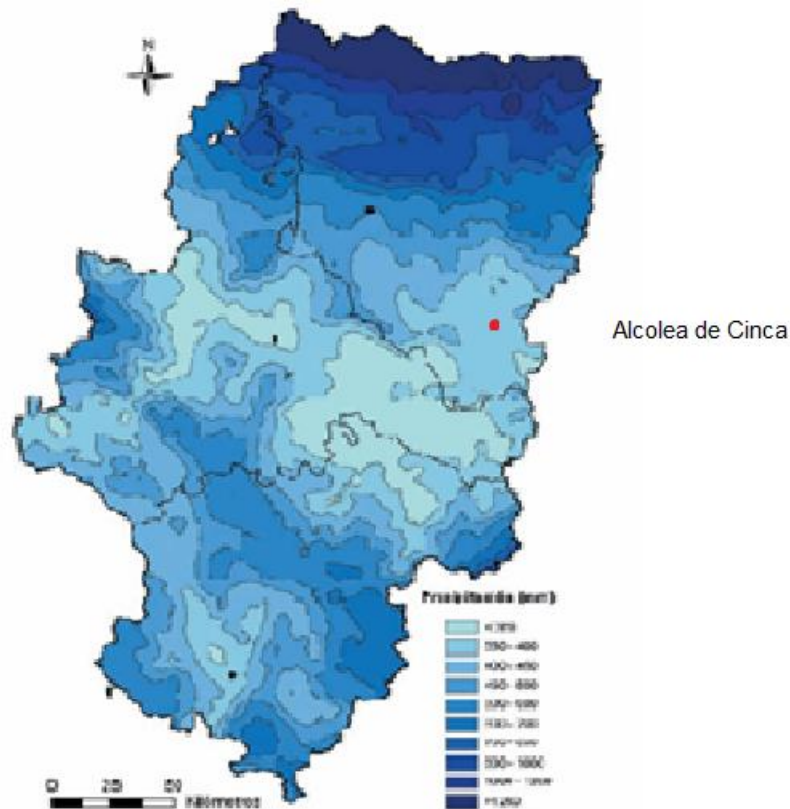


Figura 3.6 Mapa pluviométrico de la Comunidad Autónoma de Aragón

3.4 Geología y litología

La superficie total de la comarca es 59.784 ha, de las cuales 42.228 son cultivables, con más de 80% de regadío; 5.246 forestales y las 12.310 restantes otras superficies. La altitud de la zona varía entre los 186 y 471 m sobre el nivel del mar. El carácter topográfico puede considerarse como relativamente suave, trascurriendo a uno y otro lado del río Cinca y su afluente el Sosa. Se altera el suelo a ambos lados de los ríos por la acción en los cauces y por una serie de pequeños barrancos originados por la fuerte erosión de las margas y areniscas, así como por la más débil de los yesos.

Geológicamente, el área de la comarca está enclavada en la depresión territorial del Ebro, caracterizada por haber sido una cuenca endorreica donde la principal salida del agua de drenaje tuvo lugar por evaporación. Esto supuso que la deposición de materiales (arcilla, limos y arenas) se produjera en un ambiente –en algunos casos– fuertemente salino. Este hecho confiere a los materiales subyacentes del área el carácter salino, puesto de manifiesto hoy día en diversas zonas donde el regadío ha hecho disolver las sales y la evaporación los ha puesto en superficie, con el consiguiente perjuicio para los cultivos.

Afloran materiales del Cuaternario, que tienen una notable importancia, ya que en una gran parte están asociados a los depósitos del río Cinca y sus afluentes. Abundan los materiales del Terciario.

Litológicamente está formada por margas continentales, areniscas, arcillas margosas y depósitos de arcillas indiferenciados, eventualmente detríticos en general.

3.5 Caracterización de las aguas

Se debe realizar una comparativa entre los datos de diseño de la contaminación de las aguas que efluyen de la industria, Tabla 3.1 y los datos de contaminación de resultados a obtener, obtenida de la legislación vigente, RD 1290/2012 que modifica al RD 509/1996 se puede observar la necesidad de instalar un sistema de depuración adecuado para alcanzar los valores que marca la legislación. El agua ya tratada es vertida al río Cinca.

Tabla 3.1 Parámetros de entrada y salida de la industria

PARÁMETROS	UNIDADES	AGUA A LA ENTRADA	AGUA A LA SALIDA
CAUDAL	m ³ /h	150	150
DQO _T	mg/l	4167	125
DBO ₅	mg/l	2083	25
SST	mg/l	1167	35

Se establecen los siguientes valores de diseño:

Producción de diseño = 300Tn/día cartón ondulado

Caudal máximo en canal de agua bruta = 250 m³/h

4. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE DEPURACIÓN

4.1 Pretratamiento

En toda EDAR es necesaria la existencia de un tratamiento previo o pretratamiento que elimine del agua residual aquellas materias que puedan obstruir las bombas o canalizaciones o bien interferir en el desarrollo de los procesos posteriores. Con el pretratamiento se elimina la contaminación más visible. En el caso de este estudio se trata de una línea de pretratamiento convencional y consta de las etapas desdesbaste y desarenado.

4.1.1 Pozo de gruesos y desarenador

Se ha optado por la unificación de estos elementos para reducir los costes tanto de construcción, de terreno, como de mantenimiento. Ambos se basan en el mismo principio, ensanchar el canal por el que circula el agua para lograr una disminución de la velocidad y que por gravedad caigan al fondo los sólidos más pesados, en el pozo de gruesos el tiempo de residencia es menos para evitar la deposición de arenas.

El pozo de gruesos es el primer elemento de eliminación de contaminación que se puede encontrar en una EDAR. Se diseña cuando se espera encontrar en el agua residual, debido a las características del vertido o al diseño de los colectores, elevada cantidad de sólidos de gran tamaño y excesivas arenas. Se ubica en la zona de entrada y es importante que su sección tenga forma tronco-piramidal con las paredes inclinadas, para evitar acumulación de sólidos y arenas en los laterales y esquinas y poder extraer de manera efectiva la mayor cantidad de residuos.



Figura 4.1 Imagen de pozo de gruesos

Para la extracción de los residuos se instala un equipo denominado cuchara bivalva, que es accionado mediante un motor electrohidráulico. Su manejo es manual, introduciéndolo el personal periódicamente en posición abierta hasta el fondo del pozo, donde se cierra para recoger los residuos. Posteriormente es elevada y tras dejar reposar un tiempo para eliminar el agua, dichos residuos son depositados en un contenedor de almacenamiento mediante un polipasto motorizado.

Se tienen en cuenta las medidas del pozo, que en este caso es de 2.041m de largo y 2.041m de ancho se utiliza el modelo de cuchara bivalva CP600, que tiene una capacidad de 600 litros y un motor de 4kw. Las dimensiones de este modelo, permiten una retirada de manera eficaz, ya que el ancho de las valvas es de 0.8m, y la longitud de estas abiertas es de 2.0m. Para almacenar los residuos del pozo de gruesos, utilizaremos un contenedor para escombros de 15m³. La cuchara bivalva estará soportada por un puente grúa de manera que facilite la retirada de los residuos.

Se diseña estableciendo un tiempo de retención hidráulico de 1.5 minutos que permita la decantación de los sólidos gruesos y las arenas, a partir del cual se determina su volumen, que en este caso es de 6.25m³. Hay que tener en cuenta que las paredes laterales deben tener una inclinación que facilite la acumulación de residuos y arenas en la zona inferior. También suelen diseñarse con las esquinas achaflanadas y el fondo curvo para evitar acumulación de residuos en las partes perimetrales.

4.1.2 Reja de gruesos

El desbaste consiste en separar y evacuar los materiales voluminosos arrastrados por el agua que podrían afectar a los tratamientos posteriores. Ésta operación se basa en hacer pasar el agua por una reja. El sistema de desbaste consta de una reja de gruesos y un tamiz.

La reja de gruesos tiene una separación libre de barrotes de 20mm, los barrotes que se utilizan son circulares con diámetro de 15mm.

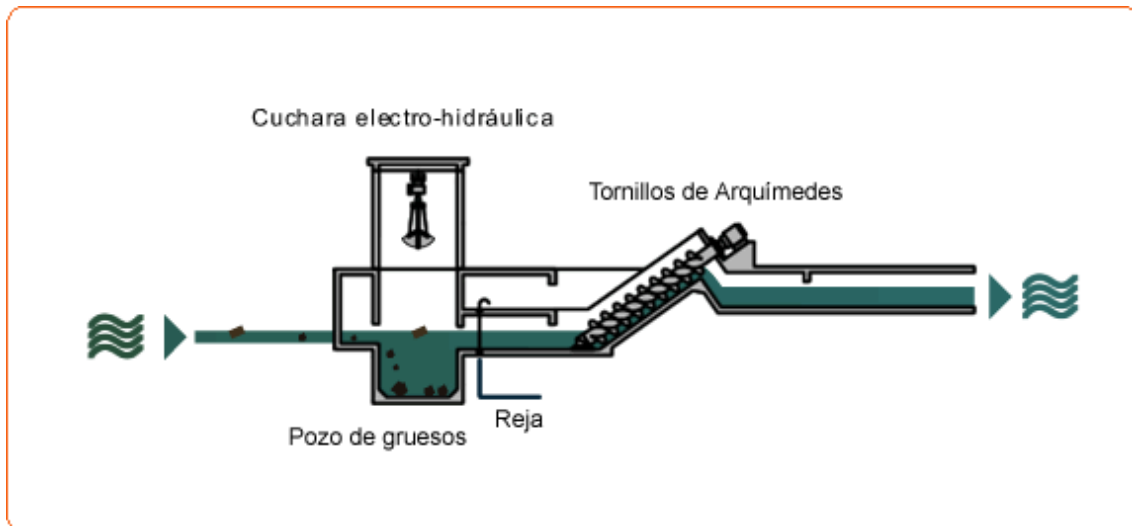


Figura 4.2 Esquema del proceso de desbaste en una EDAR

Esta reja es de limpieza automática y está equipada con un peine móvil que periódicamente limpia la reja por la cara posterior con cadenas. Los residuos extraídos se descargan sobre tornillos transportadores hasta una prensa compactadora (que en la actualidad llevan un sistema de lavado de residuos) y finalmente son depositados en un contenedor de residuos para su traslado a vertedero controlado. La inclinación de esta reja es de 60°.



Figura 4.3 Imagen rejillas autolimpiables

El canal donde se ubica la reja se debe proyectar de modo que se evite la acumulación en el mismo de arenas y demás materias pesadas, tanto antes como después de la reja. Para ello se presta especial atención a la pendiente y a la velocidad de aproximación del agua por el canal. La pendiente es horizontal, sin baches o imperfecciones en las que puedan quedar atrapados algunos sólidos. El canal será recto y perpendicular a la reja, con la finalidad de conseguir una distribución uniforme de sólidos en el flujo y la reja.

Se muestran todos los datos de la reja en la Tabla 4.1 Estos datos se han calculado en el Apartado 5.1.2

Tabla 4.1 Tabla resumen de características de la reja.

CARACTERÍSTICAS	ABREVIATURA	VALOR (SI)
Número de unidades		2
Caudal máximo	F	0.069 m ³ /s
Velocidad máxima	v _r	1.0 m/s
Nivel de aguas arriba de la rejilla a caudal máximo	D	0.340 m
Ancho de barrotes	B	0.015 m
Coeficiente de seguridad	C	0.300 m
Separación de los barrotes	S	0.020 m
Número de barrotes	N	18
Velocidad de aproximación a la reja	U	0.3122 m/s
Pérdida de carga	Δh	0.00441 m
Altura del canal	H	0.36 m
Altura de la reja	L	0.41 m
Material de la reja		Acero inoxidable
Modelo	Reja automática DA-011	

Se dispone de dos unidades de rejas automáticas de modo que sea posible dejar una de ellas fuera de servicio para realizarse labores de mantenimiento. Se utilizarán ambas unidades por igual para evitar averías por desuso, el coste se duplicará ya que se necesitan dos equipos iguales para que la instalación funcione a pleno rendimiento.

4.1.3 Tamizado

Con el objetivo de desarrollar la misma función pero eliminando partículas de menor tamaño, se tiende actualmente a la instalación de tamices, provistos de una malla fina.

El tamizado consiste, en definitiva en una filtración sobre un soporte mucho más delgado que unas rejas a las que puede sustituir o complementar afinando su función. Normalmente las aberturas de los tamices oscilan entre 1 y 6 mm. Se ha elegido para este estudio un Tamiz rotativo 6100 con una luz de mallas de 1mm.

El uso de estos tamices queda únicamente limitado por la pérdida de carga que introducen, superior a la de las rejillas.

Los tamices rotativos están provistos de una malla filtrante de eje horizontal, donde son retenidos los sólidos y extraídos mediante rasqueta hasta el sistema de transporte. Tienen una elevada pérdida de carga.

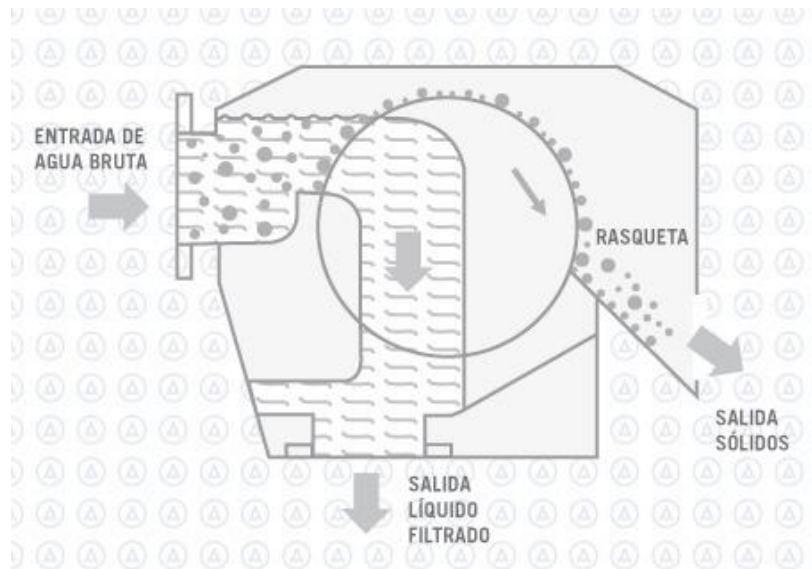


Figura 4.4 Esquema tamiz rotativo autolimpiante

En la Tabla 4.2 se muestra una tabla resumen del tamiz rotativo elegido. La selección de este tamiz se ha justificado en el Apartado 5.1.3.

Tabla 4.2 Tamiz rotativo elegido.

Características	Valor (SI)
Modelo	6100
Marca	TECNOR Medio Ambiente
Capacidad máxima	271 m ³ /h
Luz de paso de malla	1 mm
Potencia del motor	0.55 kW
Diámetro cilindro	630 mm

Una vez pasado por el tamiz, las reducciones en DBO₅, DQO y SST serán las mostradas en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Reducción contaminantes tras pasar por el tamiz rotativo

Características	DBO ₅	DQO	SST
Reducción	20%	20 %	35 %
Valor inicial (mg/l)	2083	4167	1167
Valor tras el tamizado (mg/l)	1667.4	3333.6	758.5

4.2 Sistema de lagunaje

En las lagunas se eliminará la DBO_5 y se llevará a cabo un proceso de desinfección del agua para que tenga las condiciones óptimas antes de su vertido a su cauce natural.

Para la eliminación del DBO_5 el agua pasará a través de cuatro lagunas anaerobias dispuestas dos en paralelo seguidas de dos en serie, otras cuatro lagunas facultativas situadas a continuación, en paralelo, y posteriormente por una laguna de maduración donde el agua será desinfectada correctamente. Un esquema de este sistema se muestra en la Figura 4.5.

Todas las lagunas tendrán varias entradas y varias salidas de agua para evitar que se formen turbulencias y como consecuencia que la mayoría de la superficie de la laguna sea efectiva, es decir, que prácticamente toda la laguna esté en régimen laminar.

Tanto las lagunas anaerobias como las facultativas así como la laguna de maduración se revestirán con geotextil de 150 g/m para evitar filtraciones de agua sobre el terreno, mediante lámina de betún modificado con elastómero SBS, LBM(SBS)-30/FV(50), totalmente adherida al soporte con soplete, previa imprimación del mismo con imprimación asfáltica, tipo EB, y protegida con una capa antipunzonante de geotextil de poliéster no tejido, la superficie total a cubrir es 19.9 hectáreas. En la entrada a las lagunas se crearán arquetas de reparto de un volumen de $4m^3$ con compuerta para dar servicio a las diferentes entradas de las lagunas y poder redireccionar el caudal a cualquiera de las lagunas que trabajan en paralelo.

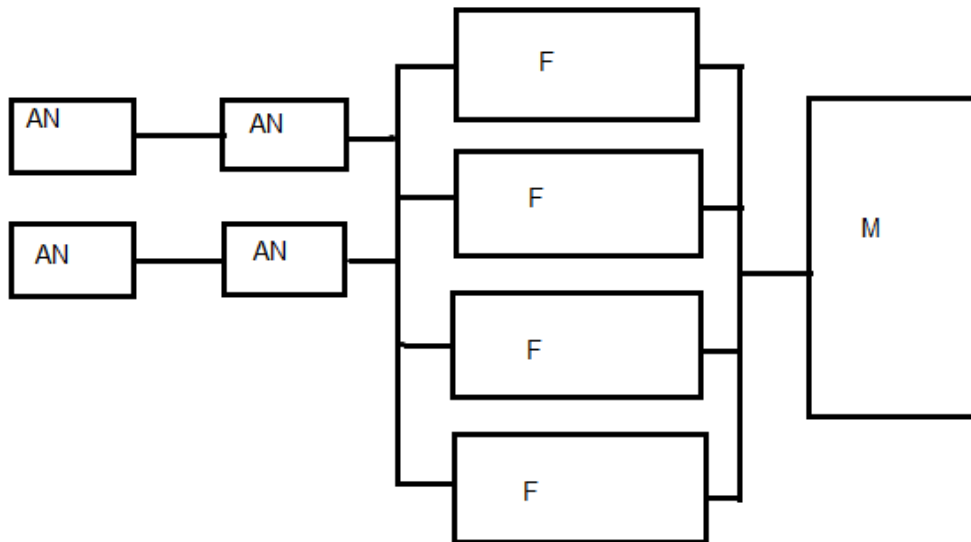


Figura 4.5 Esquema del sistema de lagunas utilizado

4.2.1 Lagunas anaerobias

Se utilizan las lagunas anaerobias en primer lugar debido al alto contenido de materia biodegradable presente en el caudal ($\text{DBO}_5=1667\text{mg/l}$).

Las lagunas anaerobias se ponen en una disposición en paralelo dos y dos para que se produzca un reparto de la carga volumétrica y no se concentre todo en la primera laguna quedando inutilizada.

La reducción de carga volumétrica esperada de estas lagunas oscila entre el 50% y el 60% cuando solo hay una única laguna, al contar con cuatro en la empresa de Alcolea de Cinca aumenta la reducción de carga volumétrica al 75%

Dos factores que influyen en el adecuado funcionamiento de éste tipo de estanques son: el tiempo de retención y la temperatura de la zona.

Cuando las balsas operan con tiempos de retención muy pequeños, sólo las fases hidrolítica y acidogénica tienen tiempo de desarrollarse, pero no la de formación de metano, que es más lenta, y por tanto, se producirán olores y se obtendrá una eliminación muy baja de la materia orgánica. Por otra parte, si la carga es escasa y el tiempo de retención elevado, comienzan a desarrollarse algas en superficie, y el oxígeno producido da lugar a la muerte de las bacterias metanogénicas, también con el resultado de desarrollo de olores desagradables. El tiempo de retención seleccionado es de 5 días.

El otro factor influyente es la temperatura, las bacterias metanigenas crecen mejor cuanto mayor es la temperatura, con un intervalo óptimo de crecimiento entre 30-35° C. Por tanto, las lagunas anaerobias presentan una actividad muy superior durante el verano. La temperatura media en Alcolea de Cinca es de 14.5°C. La carga volumétrica a la salida será 333.6 gDBO₅/(m³*día).

En la Tabla 4.4 se muestran los resultados de los cálculos (se realizan en el Apartado 5.2.1) de los parámetros necesarios para la ejecución de la obra de las lagunas anaerobias usando para obtenerlos las ecuaciones de diseño descitas en el Anexo I

Tabla 4.4 Resultado cálculos de las lagunas anaerobias.

Parámetros de cálculo	Caudal diario	Unidades
Kilos de DBO alimentados por día	10008	Kg/día
Kilos de SS alimentados por día	4548	Kg/día
Superficie total de lagunas	6000	m ²
Superficie unitaria lagunas	1500	m ²
Volumen total lagunas	30000	m ³
Volumen unitario lagunas	7500	m ³
Profundidad	5	m
Tiempo de retención	5	días

4.2.2 Lagunas facultativas

En estas lagunas se distingue una zona aerobia próxima a la superficie, una zona anaerobia en el fondo, donde se dan procesos de fermentación, y una zona intermedia que contiene bacterias facultativas y es la que da el nombre a las lagunas.

Su finalidad última es la degradación de la materia orgánica. La variación de temperatura en las diferentes estaciones del año, puede obligar a hacer más

profundos los estanques. Siguiendo la disposición después de las lagunas anaerobias se sitúan las cuatro lagunas facultativas en paralelo.

Se ha de diseñar las lagunas con una profundidad entre 1 y 3 metros (Ricardo Isla de Juana), el límite inferior viene condicionado a la posibilidad de crecimiento de vegetación emergente para profundidades menores.

En este caso se va a elegir una profundidad de 1.2 metros. Como carga superficial se toma un valor de 180 kg DBO/ha-día, siendo un valor intermedio para no suponer el mejor de los casos, a pesar de tener un clima adecuado.

En la Tabla 4.5 se muestran los resultados de los cálculos (obtenidos en el Apartado 5.2.2) de los parámetros necesarios para la ejecución de la obra de las lagunas facultativas usando para obtenerlos las ecuaciones de diseño (Anexo I).

Tabla 4.5 Resultado cálculos de las lagunas anaerobias.

Parámetros de cálculo	Caudal diario	Unidades
Kilos de DBO alimentados por día	2502	Kg/día
Kilos de SS alimentados por día	1137	Kg/día
Superficie total de lagunas	139000	m ²
Superficie unitaria lagunas	34750	m ²
Volumen total lagunas	166800	m ³
Volumen unitario lagunas	41700	m ³
Profundidad	1.2	m
Tiempo de retención	27.8	días

4.2.3 Laguna maduración

Las lagunas aerobias o de maduración son estanques de poca profundidad, en las que se supone que toda la masa de agua está en condiciones aerobias.

El grueso de materia orgánica ha debido de ser estabilizado previamente en las lagunas anaerobias y facultativas. Su función fundamental es reducir la DBO_5 a los niveles mínimos y eliminar patógenos gracias a la radiación ultravioleta solar.

Además del efecto desinfectante, estas lagunas cumplen otros objetivos como son la nitrificación, cierta eliminación de nutrientes, y la clarificación y oxigenación del efluente; todo ello para lograr producir un efluente de alta calidad.

El tiempo de retención de una laguna de maduración así como el número de lagunas, está condicionado por el grado de depuración bacteriana que se quiere alcanzar. La laguna debe proporcionar un periodo de retención de 9 días con una profundidad de 1 metro.

Cuando el agua llegue a la laguna de maduración la concentración de DBO_5 y de SS será la marcada por la normativa vigente, por lo que en esta laguna solamente se eliminarán los gérmenes patógenos.

Se ha optado por única laguna porque la concentración de coliformes fecales es mínima.

En la Tabla 4.6 se muestran los resultados de los cálculos realizados en el apartad 5.2.3, para el diseño de las lagunas de maduración.

Tabla 4.6 Resultado cálculos de las lagunas maduración.

Parámetros de cálculo	Caudal diario	Unidades
Volumen total laguna	54000	m ³
Superficie total de las laguna	54000	m ²
Coliformes influente	500/100ml	-
Coliformes efluente	50/100ml	-
Profundidad	1	m
Tiempo de retención	9	días

4.3 Medidor de caudal

Es necesario llevar un control del caudal que entra en las lagunas, y de las posibles pérdidas por evaporación que se puedan producir en ellas, se pondrían dos medidores de caudal, uno antes de la entrada de las lagunas anaerobias y otro a la salida de las lagunas de maduración. En este caso se ha seleccionado el medidor Parshall, debido a su sencillez operacional y robustez.

El canal Parshall o también llamado medidor Parshall, es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de un canal determinado.

Consta de cuatro partes principales:

1. Transición de entrada
2. Sección convergente
3. Garganta
4. Sección divergente

En la transición de entrada es conveniente elevar el suelo sobre el fondo original del canal, con una pendiente ascendente de 1:4 (1 vertical y 4 horizontal), hasta comenzar la sección convergente, con paredes que se van cerrando en línea recta o circular de radio (R), debido a que el aforador Parshall es una reducción de la sección del canal, que obliga al agua a elevarse o a remansarse para luego volver a descender hasta el nivel inicial sin el aforador.

En este proceso se presenta una aceleración del flujo que permite establecer una relación matemática entre la altura de carga o elevación que alcanza el agua y el caudal que circula a través del dispositivo.

En la sección convergente, el fondo es horizontal y el ancho va disminuyendo.

En la garganta el piso vuelve a bajar con una pendiente de 3:8 (3 vertical y 8 horizontal).

En la sección divergente el suelo sube nuevamente con pendiente de 1:6 (1 vertical y 6 horizontal)

En la Figura 4.6 se muestra el esquema de un canal Parshall marcando con letras cada una de las partes del canal para poder ser diseñado.

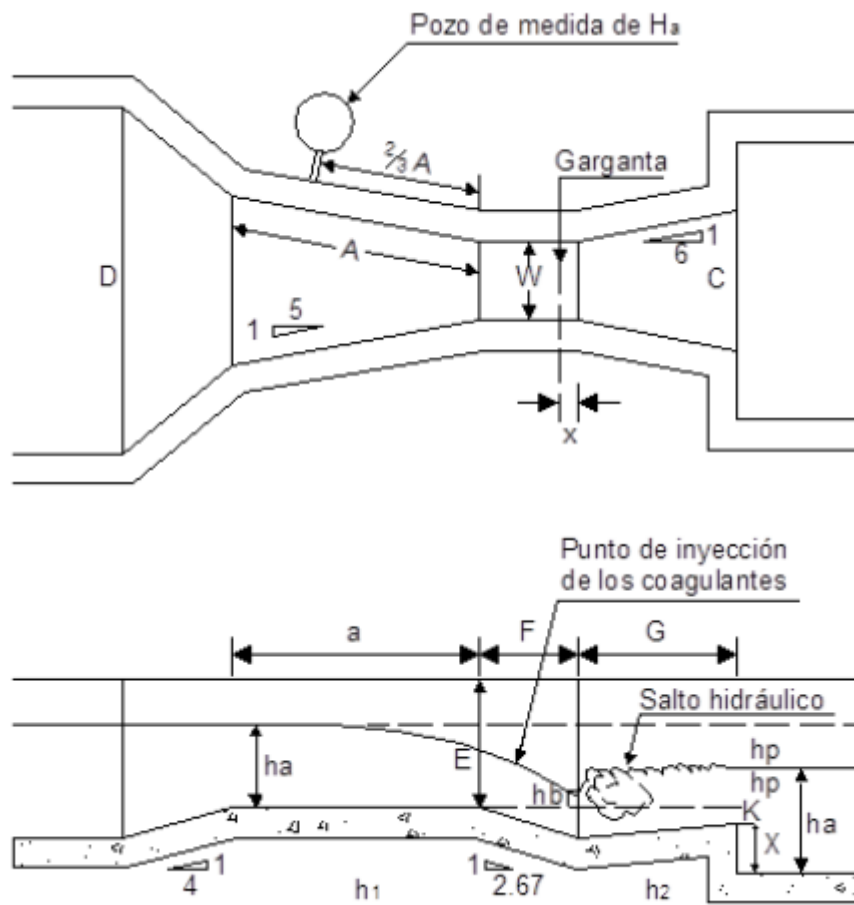


Figura 4.6 Esquema canaleta Parshall

Para un caudal de $250 \text{ m}^3/\text{h}$ corresponde un ancho de 15.2 cm como se ve en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Dimensiones del medidor Parshall (cm) (tomada de Acevedo)

W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4

5. CÁLCULOS Y SELECCIÓN DE EQUIPOS EN LA OBRA

En este apartado se muestran los cálculos realizados para obtener los distintos parámetros que se indican en el Capítulo 4 de esta memoria.

Las características físico químicas del agua a la entrada se deben reducir hasta los valores límite de vertido de la normativa de vertidos según el Reglamento 1290/2012 del Dominio Público Hidráulico.

En el caso de la estación depuradora de Alcolea de Cinca los valores físico químicos a la entrada y a la salida son los mostrados en la Tabla 3.1:

5.1 Pretratamiento

En este apartado se procede a dimensionar los distintos equipos por los que pasa el agua residual antes de acceder a las lagunas en el caso de esta estación depuradora se optó por los siguientes procesos:

5.1.1 Pozo de gruesos:

Normas de diseño:

Las paredes laterales de los pozos de gruesos tienen una pendiente próxima a 60°. Tanto las paredes como la solera del fondo tienen embebidos carriles ferroviarios, con el fin de no dañar el hormigón en las operaciones de limpieza.

La forma de evacuar los materiales retenidos en el pozo de gruesos, es mediante el empleo de una cuchara bivalva, montada sobre un pórtico grúa y con una capacidad entre 250 y 500 litros.

Todo el material retirado por la cuchara bivalva se recoge sobre contenedor, del tipo de los utilizados para transporte de escombros de construcción, siendo conveniente realizar una serie de perforaciones en el fondo del mismo, para permitir el escurrido de los materiales extraídos.

Todos los materiales separados en esta fase deben ser evacuados de la planta de forma diaria, con el fin de evitar posibles fermentaciones de la materia orgánica que

sea arrastrada en la decantación de las arenas y en consecuencia generación de malos olores.

La limpieza del pozo debe ser periódica, una o dos veces al día en tiempo seco y siempre que se produzcan lluvias, con el fin de evitar su colmatación y que dejen de ser efectivos como pre-desarenado

- Caudal de diseño ($Q_{diseño}$): Caudal adoptado como base para el cálculo de los diferentes procesos. $Q_{diseño}=250m^3/h$
- Caudal máximo (F): Caudal máximo que es capaz de tratar la planta.

$$F = \frac{Q_{máx}}{3600} \quad (Ec\ 5.1)$$

$$F = \frac{250}{3600} = 0.069m^3 / s$$

- Tiempo medio de residencia a caudal de diseño (t_R): Tiempo medio que permanecerá el agua residual en la balsa cuando el caudal tratado coincide con el caudal de diseño. Suele ser entre 1 y 2 minutos en este caso se optara por un tiempo de 1.5 minutos.
- Velocidad ascensional a caudal de diseño (c_s): Velocidad media a la que asciende el agua por una superficie igual a la de la balsa cuando el caudal tratado coincide con el caudal de diseño. El valor recomendado para este parámetro es de $1m^3/m^2min$.
- Relación longitud/anchura del pozo (r_{pozo}): Resultado de dividir la longitud de la balsa entre la anchura de la balsa. El valor recomendado para este parámetro es 1.
- Volumen útil (V_{util}): Volumen útil del pozo de gruesos sin considerar resguardo (distancia desde la lámina de agua a la coronación del muro) ni tolva de almacenamiento de arena situada en el fondo del pozo. Se calcula con la ecuación 5.2:

$$V_{util} = \frac{Q_{máx}}{60} * t_R \quad (Ec\ 5.2)$$

$$V = \frac{(250m^3)}{1h} * 90s * \frac{1h}{3600s} = 6.25m^3$$

- Superficie del pozo (S): Una vez conocido el volumen necesario del pozo y la velocidad ascensional o carga superficial se calcula la superficie del pozo.

$$S = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{C_s} \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$S = \frac{250m^3 / h}{1m^3 / m^2 * \min} * \frac{1h}{60 \min} = 4.167m^2$$

- Profundidad útil ($h_{\acute{u}til}$): Profundidad del pozo de gruesos sin considerar la altura de resguardo ni de la tolva de arena. Se calcula con la ecuación 5.4:

$$h_{\acute{u}til} = \frac{V_{\acute{u}til}}{S} \quad (\text{Ec 5.4})$$

$$h_{\acute{u}til} = \frac{6.25m^3}{4.167m^2} = 1.499m$$

- Longitud (l): Longitud del pozo de gruesos. Se calcula con la ecuación 5.5:

$$l = (r_{\text{pozo}} * S)^{0.5} \quad (\text{Ec 5.5})$$

$$l = (1 * 4.167)^{0.5} = 2.041m$$

- Anchura (a): Anchura del pozo de gruesos. Se calcula con la ecuación 5.6:

$$a = \frac{S}{l} \quad (\text{Ec 5.6})$$

$$a = \frac{4.167m^2}{2.041m} = 2.042m$$

- Velocidad ascensional a caudal máximo ($C_{s \text{ m}\acute{a}x}$): Velocidad media a la que asciende el agua por una superficie igual a la de la balsa cuando el caudal tratado coincida con el caudal máximo. Se calcula con la ecuación 5.7:

$$C_{s \text{ m}\acute{a}x} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{S} \quad (\text{Ec 5.7})$$

$$C_{s \text{ m}\acute{a}x} = \frac{250m^3 / h}{4.167m^2} * \frac{1h}{60 \min} = 0.999m^3 / m^2 * \min$$

5.1.2 Rejas de desbaste

Tras el pozo de gruesos se van a colocar las rejas de gruesos o predesbaste.

Seguidamente, para el proceso de desbaste se han calculado dos líneas o canales.

En los dos canales instalaremos una reja de gruesos de limpieza automática, con una separación entre barrotes en cada una de ellas tal que cada una separe aproximadamente el 50 % de las basuras eliminadas.

Para el canal de reserva se adoptará también la reja de gruesos pero en este caso de limpieza manual.

Además para la evacuación de residuos se dispondrá de compactadores y contenedores para cada una de las rejillas.

5.1.2.1 Definición de parámetros

A continuación se comentan los parámetros utilizados en el cálculo que requieren algún tipo de aclaración, se han dividido en dos grupos:

1.-Parámetros de partida a definir previamente a la realización del cálculo.

2- Parámetros en el resultado del cálculo.

En algunos casos se incluye información sobre el rango más habitual del parámetro o el valor recomendado para utilizar, ambos están dados en las unidades indicadas en los apartados siguientes relativos al cálculo.

1- Parámetros de partida a definir previamente a la realización del cálculo.

- Caudal de diseño (Q): Caudal adoptado como base para el cálculo de los diferentes procesos.
- Caudal máximo (F): Caudal máximo que es capaz de tratar la planta. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado
- Velocidad máxima de paso entre barrotes (V_r): velocidad máxima de circulación del agua residual entre los barrotes de la reja cuando el caudal tratado coincida con el caudal de diseño y la reja.

Rango usual para este parámetro va de 0.6 a 1.2 m/s.

Valor recomendado para este parámetro es de 1 m/s.

- Número de líneas de desbaste: Numero de líneas en paralelo por las que se reparte el caudal de agua a tratar. Las posibles líneas de reserva se consideran aparte de las indicadas en el cálculo. En esta EDAR hay 2 líneas de desbaste.
- Espesor de los barrotes (B):

Rango usual para este parámetro (reja de gruesos) 8 a 15 mm

Valor recomendado para este parámetro (reja de gruesos) 15 mm

- Distancia entre barrotes (S): Se denomina “luz” a la separación útil entre barras, y es el parámetro fundamental a definir en su diseño, en función del tamaño máximo de los sólidos que se van a dejar pasar al resto de la instalación.

Rango usual para este parámetro (reja gruesos) 3 a 50mm.

Valor recomendado para este parámetro (reja de gruesos) 20mm.

- Angulo de inclinación de los barrotes: Angulo formado entre el fondo del canal y los barrotes de la reja en grados sexagesimales.

Rango usual para este parámetro 45° a 90°

Valor recomendado para este parámetro 60°

- Coeficiente de seguridad (C): puede tomar los siguientes valores dependiendo el tipo de rejillas, ya sean finas o gruesas:

Rejillas finas = 0.10m

Rejillas gruesas = 0.30m

En este caso el coeficiente de seguridad será 0.30m pues se está utilizando un barrote grueso.

2- Parámetros en el resultado del cálculo.

1. Cálculo de la anchura del canal (W):

Se utiliza la siguiente ecuación

$$W = \frac{F}{V_r * D} * \left(\frac{B + S}{S} \right) + C \quad (\text{Ec 5.8})$$

W: Ancho del canal de rejillas (m)

F: Caudal máximo (m³/s)

Vr: Velocidad máxima del agua en rejillas (m/s)

D: Nivel aguas arriba de la rejilla a caudal máximo en m

B: Ancho de barrotes (m)

S: Separación libre entre barrotes (m)

C: Coeficiente de seguridad para rejillas

Del punto anterior se obtienen los siguientes datos:

F: Caudal máximo (m³/s) F=0.069m/s²

Vr: Velocidad máxima del agua en rejillas (m/s) Vr=1m/s

B: Ancho de barrotes (m) B=15mm

S: Separación libre entre barrotes (m) S=20mm

C: Coeficiente de seguridad para rejillas C=0.3m

- Se procede a calcular la altura máxima aguas arriba (D), para calcular el nivel máximo que alcanzaría el caudal de agua entrante para el caso máximo caudal se usa la siguiente ecuación:

$$D = 0.15 + 0.74 F^{1/2} \quad (\text{Ec 5.9})$$

Donde D es la altura máxima y F el caudal máximo en m³/s

Así:

$$D = 0.15 + 0.74 \cdot 0.069^{1/2} = 0.34 \text{ m}$$

Para obtener el valor de la anchura de la rejilla, se sustituyen todos los valores calculados anteriormente en la siguiente expresión:

$$W = \frac{F}{V_r \cdot D} \left(\frac{B + S}{S} \right) + C \quad (\text{Ec 5.10})$$

$$W = \frac{0.069}{1.0 \cdot 0.340} * \left(\frac{0.015 + 0.020}{0.020} \right) + 0.30 = 0.65m$$

$$W=0.65m$$

2. Cálculo del número de barrotes (n).

Para calcular el número de barrotes se sustituyen los valores en la siguiente expresión:

$$W = n * B + (n+1) * S \quad (\text{Ec 5.11})$$

Se sustituye:

$$0.65 = n \cdot 0.015 + (n+1) \cdot 0.02$$

$$n=18 \text{ barrotes}$$

3. Pérdida de carga debida a la reja de desbaste (Δh)

Para este cálculo se utilizará la ecuación de Kirschner:

$$\Delta h = f \left(\frac{B}{S} \right)^{4/3} \frac{U^2}{2g} \text{sen} \sigma \quad (\text{Ec 5.12})$$

Donde cada una de las variables son:

Δh = pérdida de carga (m de columna de agua)

U = velocidad de aproximación a la reja (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

f = coeficiente que depende de la forma de los barrotes, en este caso se utilizan barrotes redondos

$f = 1.79$ para barrotes redondos

$f = 1.67$ para los barrotes planos con aristas redondeadas

$f = 2.42$ para barrotes planos con aristas vivas

σ = ángulo de la rejilla con la horizontal. (Se consideran 60°)

B = anchura de los barrotes (mm)

S = separación de los barrotes (mm)

Se calcula la velocidad de aproximación a la reja, para ello se usa la siguiente ecuación:

$$U = \frac{F}{W \cdot D} \quad (\text{Ec 5.13})$$

U = velocidad de aproximación a la reja (m/s)

F = caudal máximo (m^3/s)

W = anchura del canal (m)

D = altura máxima aguas arriba (m)

$$U = \frac{F}{W \cdot D} = \frac{0.069}{0.65 \cdot 0.34} = 0.3122 \text{ m/s}$$

$$U = 0.3122 \text{ m/s}$$

La velocidad de aproximación tiene que estar comprendida entre 0.3 y 0.6m/s, así que se encuentra dentro de los límites.

Y se sustituye en la ecuación de Kirschner:

$$\Delta h = f \left(\frac{B}{S} \right)^{4/3} \frac{U^2}{2g} \text{sen} \sigma \quad (\text{Ec 5.14})$$

$$\Delta h = 1.79 \left(\frac{0.015}{0.02} \right)^{4/3} \frac{0.3122^2}{2 * 9.8} \text{sen} 60 = 0.00441 \text{m}$$

$$\Delta h = 0.00441 \text{m}$$

4. Cálculo de altura del canal (h).

Para la realización de este cálculo se usará la siguiente ecuación:

$$\text{Caudal} = \text{velocidad} \times \text{sección}$$

$$F = V_r * A \quad (\text{Ec 5.15})$$

Utilizando la siguiente relación:

$$A = S * (n+1) * h \quad (\text{Ec 5.16})$$

Se obtiene que:

$$F = V_r * (S * (n+1) * h) \quad \text{Ec 5.17}$$

$$0.069 = 1 * 0.02 * (18+1) * h$$

$$h = 0.18 \text{ m}$$

La altura mínima del canal serian 0,18m, pero se dará una altura de seguridad de por lo menos el doble, así quedaría una altura de canal de 0.36 m

$$h = 0.36 \text{ m}$$

5. Cálculo para la altura de la reja (L).

Se define altura de la reja, L, como:

$$L = \frac{h}{\text{sen} 60} \quad (\text{Ec 5.18})$$

$$L = \frac{0.36}{\text{sen} 60} = 0.41 \text{m}$$

$$L = 0.41 \text{ m}$$

En la Tabla 4.1 se muestra un resumen de los datos referentes a las rejillas.

5.1.3 Tamizado

Se ha optado, para este proceso, por un tamiz rotativo autolimpiable.

El tamiz rotatorio es una máquina diseñada para la filtración o tamizado de líquidos, los cuales tengan una proporción de sólido en suspensión.

Con la capacidad de filtrar partículas desde 0.15 mm hasta 5 mm, generando un gran rendimiento con un tamaño muy reducido, gracias a su diseño de construcción constituido por el tambor dinámico y los sistemas de limpieza, anulando la saturación del equipo por exceso de sólido.

El líquido a filtrar entra en el tamiz a través de la tubería de entrada situada en la parte superior, trasera o lateral donde se distribuye uniformemente a lo largo de todo el tambor filtrante, el cual está girando de continuo.

Las partículas sólidas quedan retenidas en la superficie del cilindro que por medio de su rotación son desplazadas hacia las rasquetas que son las encargadas de separarlas y depositarlas sobre la bandeja de descarga.

El líquido se filtra a través de la malla especial de ranura continua con un perfil trapezoidal, gracias a su perfil, alivia rápidamente el afluente que pasa a través de ella y finalmente pasa a la tubería de salida.

Gracias a su constitución y los dispositivos de auto limpieza es un equipo preparado para trabajar de continuo con un mínimo de mantenimiento tanto de limpieza como mecánico.

En la Tabla 5.3. se observa la capacidad del tamiz rotativo elegido, según la separación entre barras.

Tabla 5.3. Capacidad en m³/h según luz de paso de malla (mm). Datos según el tipo de tamiz rotativo TECNOR Medio Ambiente

MODELO TR	LUZ DE PASO DE LAS RENDIJAS								
	0,15	0,25	0,50	0,75	1	1,50	2	2,50	3
2450	5	9	15	20	25	30	30	30	30
4050	15	25	45	60	70	80	80	80	80
4080	30	45	80	110	120	150	150	150	150
4100	38	57	95	125	150	190	190	190	190
6060	39	60	105	139	152	198	198	198	198
6100	47	107	188	251	271	345	345	345	345
6150	104	163	286	382	413	525	525	525	525
6200	139	219	384	513	554	705	705	705	705
9150	151	237	415	554	599	762	762	762	762
9200	202	318	557	744	804	1.023	1.023	1.023	1.023
9250	254	399	699	934	1.009	1.284	1.284	1.284	1.284
9300	303	477	836	1.116	1.206	1.535	1.535	1.535	1.535

Se elige una separación de luz de mallas de 1 mm al ser la más recomendable para el tamizado fino y el tipo de tamiz rotativo 6100, puesto que es el que aconsejan para un caudal de 271 m³/h, teniendo en cuenta que el caudal máximo es 250 m³/h es el tamiz más apropiado. En la Tabla 5.4. se observan las características técnicas de los tamices rotativos.

Tabla 5.4. Características técnicas de los tamices rotativos.

MODELO TR	Diámetro Cilindro mm	Longitud Cilindro mm	Potencia Motor Kw.	Peso en Vacio Kg	Ancho Total mm	Fondo Total mm	Alto Total mm	Brida Entrada DN	Brida Salida DN
2450	240	490	0,18	80	700	600	480	Si *	Si *
4050	400	490	0,25	110	720	815	725	Si *	Si *
4080	400	790	0,25	160	1.020	815	725	Si *	Si *
4100	400	990	0,25	200	1.220	815	725	Si *	Si *
6060	630	560	0,55	260	931	1.269	970	Si *	Si *
6100	630	960	0,55	300	1.331	1.269	970	Si *	Si *
6150	630	1.460	0,75	340	1.831	1.269	970	Si *	Si *
6200	630	1.960	0,75	400	2.331	1.269	970	Si *	Si *
9150	915	1.460	1,00	1.100	1.900	1.623	1.255	Si *	Si *
9200	915	1.960	1,00	1.250	2.400	1.623	1.255	Si *	Si *
9250	915	2.460	1,50	1.400	2.900	1.623	1.255	Si *	Si *
9300	915	2.960	1,50	1.550	3.400	1.623	1.255	Si *	Si *

En la Tabla 4.2 se muestra una tabla resumen del tamiz rotativo elegido.

5.2 Sistema de lagunaje

Se recomienda la instalación del mayor número posible de lagunas para llevar a cabo la depuración del agua, para poder obtener el mayor rendimiento posible, la disposición que se sigue en Alcolea de Cinca es la de cuatro lagunas anaerobias y cuatro facultativas, trabajando en paralelo y una aerobias o de maduración trabajando en serie.

5.2.1 Lagunas anaerobias

Los parámetros más adecuados a considerar para el diseño de lagunas anaerobias son el tiempo de retención y la carga volumétrica.

En cuanto a procedimientos basados en la carga volumétrica, se han sugerido distintos intervalos y límites. En la Tabla 5.6 se han recogido algunos de estos datos y los estudios de los que proceden.

Tabla 5.6 Intervalos de carga volumétrica recomendados para el diseño de lagunas anaerobias

Carga volumétrica g DBO ₅ /m ³ /día	Referencia
40-250	Bradley y Senra, 1976.
125	Guoina, 1973.
<400	Mara, 1976.
90-500	Parker, 1970.
90-350	Oswald, 1968.
200-500	Cooper, 1968.

El tiempo de retención hidráulica es el parámetro de diseño más utilizado, Sin embargo, y como ocurre en los casos anteriores, la variabilidad de los datos presentados por distintos autores es muy grande.

Tabla 5.7 Tiempos de retención hidráulica recomendados para el diseño de lagunas anaerobias

Tiempo de retención (días)	Referencia
5-50	Eckenfelder, 1970.
5	Mara, 1976.
2-5	Parker y Cools, 1959
30-50	Eckenfelder, 1961.
2-5	Malina y Rios, 1976.

En la Tabla 5.8 aparecen los parámetros de diseño, el intervalo habitual para cada uno de ellos y los valores que se han elegido para el diseño de la planta.

Tabla 5.8 Intervalos habituales en el diseño de lagunas anaerobias y valores elegidos

Parámetros de diseño	Intervalos habituales	Valores elegidos
Caudal de diseño (m ³ /h)	250	250
Tiempo de retención (días)	2-5	5
Carga Volumétrica (grDBO ₅ /m ³ *día)	100-400	<400
Profundidad (metros)	2.5-5	5
Funcionamiento	Paralelo	Paralelo

Para el diseño de las lagunas se necesita saber los kg de DBO₅ por día que se tienen, para ello se toman datos de la DBO y SS mostrados en la caracterización de las aguas residuales.

$$\frac{Kg}{día} DBO_5 = \frac{DBO_5 * Q}{1000} = \frac{1668 * 6000}{1000} = 10008 \frac{kg}{día} \quad (Ec 5.19)$$

Se ha elegido un tiempo de retención de 5 días. Para este caso, todos los sólidos que no estén en disolución van a decantar, por lo que habrá una reducción de sólidos en suspensión del 90%.

Se parte de un caudal de 250 m³ /h o expresado de otra forma 6000m³/día.

Con esto, y el tiempo de retención, de 5 días, se puede calcular el volumen necesario para realizar la depuración anaerobia.

$$Volumen = 6000 \frac{m^3}{día} * 5 días = 30000 m^3 \quad (Ec 5.20)$$

En este tipo de lagunas la altura oscila entre 2.5 y 5 metros, para este proyecto se ha elegido una profundidad de 5 metros. Sabiendo el volumen y la profundidad podemos hallar la superficie de la laguna

$$Superficie = \frac{volumen}{altura} = \frac{30000}{5} = 6000 m^2 \quad (Ec 5.21)$$

Inicialmente se tiene una DBO5 de 10008 Kg DBO5/día, con la carga y el volumen, se puede calcular la carga volumétrica:

$$CV = 10008 \frac{kg DBO_5}{día} * \frac{1}{30000} * \frac{1000 gr}{1 kg} = 333.6 \frac{gr DBO_5}{m^3 * día} \quad (Ec 5.22)$$

CV = Carga volumétrica

Se cumple de esta manera las condiciones necesarias para que se realice eficazmente el proceso de depuración anaerobio.

Como se utilizan 4 lagunas el volumen, superficie y el caudal se dividen entre 4 para obtener el de cada laguna según las ecuaciones:

$$Volumen_{laguna} = \frac{V_{total}}{4} = \frac{30000}{4} = 7500 m^3 \quad (Ec 5.23)$$

$$Caudal_{laguna} = \frac{Q_{total}}{4} = \frac{250}{4} = 62.5 \frac{m^3}{h} \quad (Ec 5.24)$$

$$Superficie_{laguna} = \frac{S_{total}}{4} = 1500 m^2 \quad (Ec 5.25)$$

5.2.2 Lagunas facultativas

En la Tabla 5.9 aparecen los parámetros generales de diseño para lagunas facultativas, y los valores que se han elegido para el diseño de nuestra planta:

Tabla 5.9 Intervalos habituales en el diseño de lagunas facultativas y valores elegidos.

Parámetros de diseño	Intervalos habituales	Valores elegidos
Caudal de diseño (m ³ /h)	-	250
Número de lagunas	-	4
Funcionamiento	Paralelo	Paralelo
Pendiente interior del talud(proyección horizontal/profundidad)	1:3	1:3
Carga superficial (kg DBO ₅ /ha.día)	100-180	180
Profundidad (m)	1-2	1.2

En la etapa anterior, lagunas anaerobias, se ha supuesto una eliminación de materia orgánica en forma de DBO₅ del 75%, por tanto los Kg de DBO₅ que llegan a las lagunas facultativas serán los que se muestran en la ecuación 5.26:

$$10008 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{día}} * 0.25 = 2502 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{día}} \quad (\text{Ec 5.26})$$

Se ha fijado una carga superficial de 180 Kg DBO₅/ha.día, con este dato y la carga que entra a las lagunas facultativas, se puede calcular la superficie:

$$\text{Superficie} = 2502 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{día}} * \frac{\text{ha.día}}{180 \text{kg DBO}_5} = 13.9 \text{ha} = 139000 \text{m}^2 \quad (\text{Ec 5.27})$$

Sabiendo la superficie y fijando la altura de las lagunas en 1.2 metros, se obtiene el volumen de laguna necesario:

$$\text{Volumen} = 139000 * 1.2 = 166800 \text{m}^3 \quad (\text{Ec 5.28})$$

Con el caudal y el volumen, se obtiene un tiempo de retención de:

$$t_r = \frac{V}{Q} = \frac{166800}{6000} = 27.8 \text{ días} \quad (\text{Ec 5.29})$$

De la misma manera que en la etapa anterior, se va a trabajar con 4 lagunas facultativas en paralelo. El caudal total queda de nuevo dividido entre cuatro, al igual que la carga que llega a las lagunas.

$$Volumen_{laguna} = \frac{V_{total}}{4} = \frac{166800}{4} = 41700 m^3 \quad (\text{Ec 5.30})$$

$$Caudal_{laguna} = \frac{Q_{total}}{4} = \frac{250}{4} = 62.5 \frac{m^3}{h} \quad (\text{Ec 5.31})$$

$$Superficie_{laguna} = \frac{S_{total}}{4} = \frac{139000}{4} = 34750 m^2 \quad (\text{Ec 5.32})$$

5.2.3 Lagunas de maduración

Analizada el agua residual obtenida en el proceso de reciclado de papel se observaron, principalmente, la presencia de bacterias coliformes en número elevado (>1600/100ml). Para realizar el diseño de esta laguna se toma un número de coliformes de 2000/100ml.

En la Tabla 5.10 se muestran los datos de partida necesarios para el diseño de la laguna de maduración.

Tabla 5.10 Datos iniciales de diseño laguna maduración

Parámetros de partida	Valores
Caudal de diseño	250m ³ /h
Número de lagunas	1
Funcionamiento	-
Pendiente interior del talud	1:3
Profundidad útil de lagunas	1
Relación longitud/anchura de las lagunas	1
Coliformes entrada	2000/100ml

Al someter el agua a un tratamiento previo al de maduración la concentración de coliformes que llega ha disminuido hasta un 75% aproximadamente con lo cual teniendo unos coliformes de 1600/100ml a la entrada de las lagunas de maduración se habrían quedado en lo mostrado en la siguiente ecuación.

$$Coliformes_{influyente} (N_i) = \frac{2000}{100ml} * \left(\frac{25}{100} \right) = \frac{500}{100ml} \quad (Ec\ 5.33)$$

El agua a la salida de las lagunas de maduración reducirá sus coliformes totales en un 90% resultando así la concentración del efluente:

$$Coliformes_{efluente} (N_e) = \frac{500}{100ml} * \left(\frac{10}{100} \right) = \frac{50}{100ml} \quad (Ec\ 5.34)$$

Una vez conocidos estos datos se halla el tiempo de retención según las ecuaciones de MARA, 1976.

$$N_e = \frac{N_i}{1 + (k_b * t_r)} \quad (Ec\ 5.35)$$

N_e : número de coliformes fecales /100 ml en el efluente.

N_i : número de coliformes fecales /100 ml en el influente.

K_b : constante de velocidad para la eliminación de coliformes, día⁻¹.

T_r : tiempo de retención, días.

La constante de velocidad K_b depende de la temperatura, según la siguiente ecuación:

$$K_b = k_{20} * \theta^{(T-20)} \quad (Ec\ 5.36)$$

K_{20} : constante de velocidad a 20 °C, día⁻¹, 2.6.

θ : Coeficiente de temperatura; 1.19 adimensional.

Teniendo en cuenta que la temperatura media del agua, en esta estación depuradora, es de 14.5°C, K_b se obtiene:

$$K_b = 2.6 * 1.19^{(14.5-20)} = 0.998 = 1$$

Despejando el tiempo de retención en la siguiente ecuación, se obtiene el valor de éste.

$$t_r = \left(\frac{500/100}{50/100} - 1 \right) / 1 = 9 \text{ días}$$

Sabiendo el tiempo de retención se puede obtener el volumen de las lagunas según la ecuación:

$$\begin{aligned} V_{total} &= Q * t_r \\ V_{total} &= 6000 \frac{m^3}{\text{día}} * 9 \text{ días} = 54000 m^3 \end{aligned} \quad (\text{Ec 5.37})$$

Con este valor obtenido se saca la sección de las lagunas.

$$S = \frac{V_{total}}{\text{Profundidad}} = \frac{54000 m^3}{1m} = 54000 m^2 \quad (\text{Ec 5.38})$$

5.3 Medidor del caudal

Mediante la Tabla 5.11 se pueden hallar los valores necesarios para diseñar el caudal Parshall para el proceso de depuración.

$$Q = 250 \frac{m^3}{h} * \frac{1h}{3600s} = 0.06944 m^3/s * 1000 = 69.44 l/s$$

Se sabe el ancho del canal Parshall al conocer el caudal.

Tabla 5.11 Determinación del ancho W de la Parshall en función del caudal

Ancho W	Límites de caudal (l/s)	
	Q Mínimo	Q Máximo
1"	0.28	5.67
2"	0.57	14.15
3"	0.85	28.31
6"	1.42	110.44

Tabla 5.12 Dimensiones típicas de Medidores Parshall (cm) (tomada de Acevedo)

W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4

6. PRESUPUESTO GENERAL

En esta parte del proyecto se recogerán los gastos derivados de compra y montaje de los equipos que por sus características han sido elegidos para instalarse en esta depuradora.

Al ser un estudio preliminar no se entrará en gastos de mantenimiento, plantilla, reactivos ni costes de operación una vez instalada, se tendrá en cuenta el coste de instalación

Los costes han sido recogidos en la Tabla 6.1:

Tabla 6.1 Presupuesto total del proyecto

Descripción	Unidades	Precio unitario(€)	Precio total(€)
Pozo de gruesos	1	766	766
Cuchara bivalva	1	4 875	4 875
Reja automática	2	15 400	30 800
Tamiz rotativo	2	8 037	16 074
Laguna anaerobia	4	205 020	820 080
Laguna facultativa	4	1 561 943	6 247 772
Laguna maduración	1	2 166 480	2 166 480
Medidor de caudal Parshall	2	4 439	8 878
COSTE TOTAL		9 295 725 €	

- Excavación de zanjas y pozos con medios mecánicos

Excavación en zanjas para instalaciones en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.

Laguna anaerobia			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias (m³)	Precio final €
18,69	4	7 500	560 700

Laguna facultativa			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias(m³)	Precio final €
18,69	4	41 700	3 117 492

Laguna maduración			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias(m³)	Precio final €
18,69	1	54 000	1 009 260

- Transporte de tierras con camión

Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia no limitada.

Laguna anaerobia			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias(m ³)	Precio final €
5,45	4	7 500	163 500

Laguna facultativa			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias(m ³)	Precio final €
5,45	4	41 700	909 060

Laguna maduración			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias(m ³)	Precio final €
5,45	1	54 000	294 300

- Impermeabilización interior de las lagunas mediante geotextil

Impermeabilización interior de las lagunas mediante lámina de betún modificado con elastómero SBS, LBM(SBS)-30/FV(50).

Laguna anaerobia			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias(m ²)	Precio final €
15,98	4	1 500	95 880

Laguna facultativa			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias(m ²)	Precio final €
15,98	4	34 750	2 221 220

Laguna maduración			
Precio unidad €	Unidades	Unidades necesarias(m ²)	Precio final €
15,98	1	54 000	862 920

7. FUENTES DE INFORMACIÓN

Libros

- Aguas residuales urbanas, tratamientos naturales de bajo costo y aprovechamiento, ediciones mundi-presa 1995. Mariano Seoanez Calvo.
- Depuración por lagunaje de aguas residuales: manual de operadoras, Editorial Mopt 1991. María Moreno Grau y Juan Luque Moreno.
- Proyectos de plantas de tratamiento de aguas, Editorial Bellido 2005. Ricardo Isla de Juana.

Proyectos

- Proyecto alternativo al plan Navarra 2012 de depuración de aguas residuales urbanas para la localidad navarra de Fontellas, Francisco Jiménez Humánez, Marzo 2013.
- Estudio preliminar para una EDAR en una industria papelera, Rogelio Bordonaba Salvador, Junio 2008
- Proyecto de construcción de una E.D.A.R en Hormigos, Francisco Javier Recio Carvajal, Septiembre 2010.
- Diseño y cálculo de la obra de llegada y pretratamiento de una EDAR, Alejandro Fuentes Santos.
- Modelo matemático para el diseño de reactores. Aplicaciones al tratamiento de aguas residuales mediante tecnologías no convencionales, Luciana Sánchez Fernández, Septiembre 2011.
- Estudio y diseño de una planta de depuración de aguas residuales, María Gyomar González González, Junio 2012.
- Diseño de un sistema de aguas residuales en el municipio de San Jorge (Nicaragua).

http://api.eoi.es/api_v1_dev.php/fedora/asset/eoi:48425/componente48423.pdf

Páginas web

- <http://maps.google.es/> (Mapas localización Alcolea de Cinca, Julio 2015).
- <http://www.alcoleadecinca.es/> (Página oficial de la localidad de Alcolea de Cinca, Julio 2015).

- http://www.aragon.es/estaticos/GobiernoAragon/Departamentos/PoliticaTerritorial/JusticiaInterior/Documentos/docs/Areas/Informaci%C3%B3n%20territorial/Publicaciones/Coleccion_Territorio/Comarca_Bajo_Cinca/17_40.pdf (Geografía y clima del bajo Cinca, Julio 2015).
- http://www.sca.com/global/publicationpapers/pdf/brochures/papermaking_es.pdf (Fabricación de papel, Julio 2015).
- <http://aula.aguapedia.org/> (Pretratamiento de una EDAR, Agosto 2015).
- http://alojamientos.us.es/grupotar/tar/formatec/tagua/t09_pretratamiento.pdf (Pretratamiento de una EDAR, Agosto 2015).
- http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358040/Contenido_en_linea_Diseño_de_Plantas_Potabilizadoras/leccin_20_canaleta_marshall.html (canal Parshall, agosto 2015).
- <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/4371/Capitulo4.pdf> (Modelos de diseño de lagunas, Agosto 2015).
- <http://www.miliarium.com> (Cálculos para el diseño de lagunas, Agosto 2015).
- <http://www.stemm.com/es/> (Precios de materiales, Agosto 2015).

ANEXO I

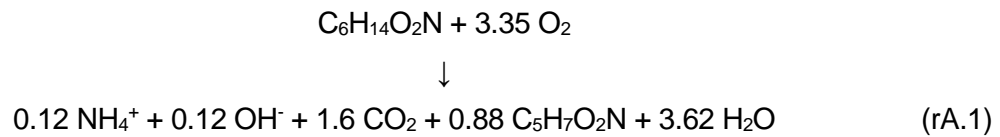
SISTEMA DE DEPURACIÓN POR LAGUNAS

Al.1 Clasificación de lagunas

Las diferentes lagunas se pueden clasificar según el tipo de reacciones biológicas que tengan lugar en ellas:

- Oxidación de la materia orgánica por bacterias aerobias:

La respiración bacteriana provoca la degradación de la materia orgánica del agua residual hasta CO_2 y H_2O produciendo energía y nuevas células.



- Producción fotosintética de oxígeno:

La fotosíntesis de las algas produce, a partir del CO_2 , nuevas algas y oxígeno que es utilizado en la respiración bacteriana:

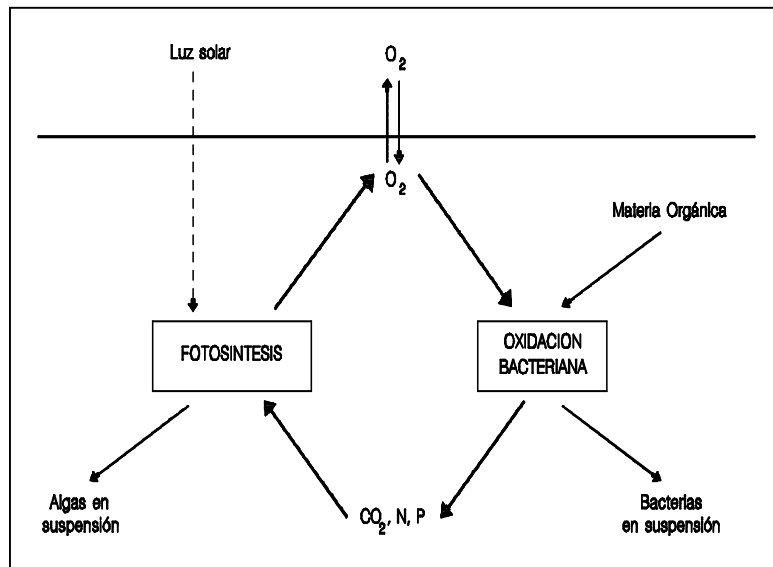
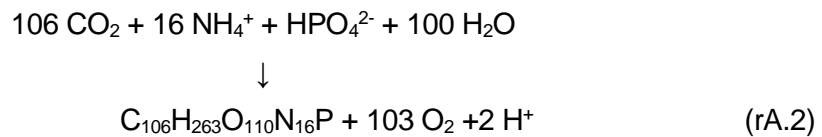


Figura A.1 Simbiosis algas bacterias

- Digestión anaerobia de la materia orgánica con producción de metano.

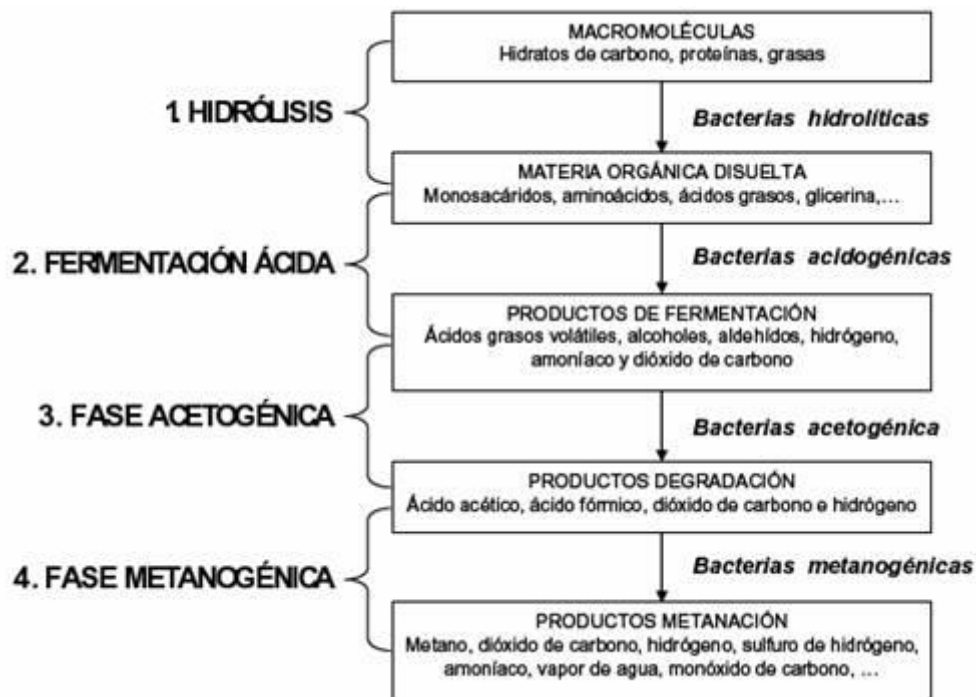


Figura A.2 Degradación anaerobia de la materia orgánica.

Según que reacciones sean las dominantes en el funcionamiento, las lagunas se pueden clasificar en tres grandes grupos: anaerobias, facultativas y aerobias o de maduración.

Al.1.1 Lagunas anaerobias.

Reciben aguas residuales brutas, sin tratamiento previo, con alta carga orgánica, $\text{DBO}_5 > 300 \text{ mg/l}$, y elevado contenido en sólidos en suspensión, $\text{S.S.} > 300 \text{ mg/l}$, produciendo una estabilización parcial de la materia orgánica por medio de su digestión anaerobia. Las principales reacciones que se producen son la formación de ácidos grasos y producción de CH_4 a partir de ellos.

Estas lagunas suelen tener una profundidad entre 2 y 5 m. Una profundidad aproximada de 4 m se considera óptima desde el punto de vista de la eficacia del tratamiento.

La eficacia de estas lagunas en la eliminación de materia orgánica es elevada, pudiendo alcanzar valores del 85 % en eliminación de DBO_5 , aunque son más habituales

eficacias del 60-80 %. Incluso con tiempos de retención cortos, 2 días, la eliminación de DBO_5 es elevada, 45-70 %, por lo que se usan como primer paso en el tratamiento de aguas de elevada carga orgánica.

Este tipo de lagunas se utiliza fundamentalmente en climas templados, pues la actividad de las bacterias metanogénicas se inhibe prácticamente a temperaturas inferiores a 10-12 °C.

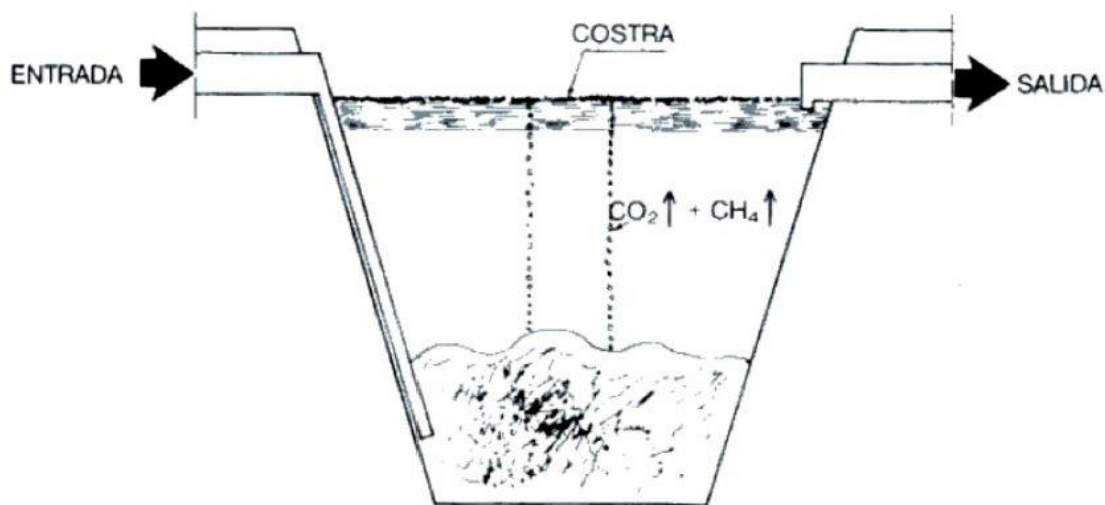


Figura A.3 Laguna anaerobia

Al.1.2 Lagunas facultativas

Reciben el agua residual bruta, o bien el efluente de una laguna anaerobia, fosa séptica o tanque de sedimentación convencional.

En la zona superficial, se produce la oxidación de la materia orgánica por procesos aerobios. En estas lagunas el oxígeno se obtiene por reaireación superficial y por la actividad fotosintética de las algas. Bajo esta zona aerobia se encuentra una anaerobia donde tiene lugar la degradación anaerobia de la materia orgánica.

Finalmente, la materia sedimentable se acumula en el fondo, donde es digerida, también por digestión anaerobia.

La profundidad de las lagunas facultativas suele estar comprendida entre 1 y 2 m pudiendo ser más profundas, sobre todo si tratan agua residual bruta.

El tiempo de retención y la eficacia en la eliminación de DBO_5 , igual que la carga superficial aplicable, dependen de la temperatura. A temperaturas superiores a 15°C , el tiempo de retención mínimo es de 5 días si la laguna recibe el efluente de una laguna anaerobia y superior a 10 días si trata agua residual bruta, siendo habituales tiempos de retención de 15-30 días y 7-15 días.



Figura A.4 Esquema laguna facultativa

Al.1.2.1 Lagunas facultativas profundas

Un tipo particular de lagunas facultativas son aquellas con profundidad superior a 2 m, lo que implica unas menores necesidades de terreno como ventaja adicional sobre el lagunaje convencional. Estas lagunas profundas, cuyo estudio y desarrollo es relativamente nuevo, suelen ser construidas con una doble finalidad, la de servir como sistema de depuración y de regulación para riegos. Conceptualmente pueden ser descritas como un sistema de lagunas de estabilización en el que se combina laguna anaerobia, facultativa y de maduración en una sola unidad. La zona anaerobia en una laguna profunda es considerablemente mayor que en la laguna facultativa tradicional, presentando junto a esta característica dos fenómenos distintos respecto al lagunaje convencional, una amplia zona no fótica y la presencia de estratificación térmica. La estratificación térmica se desarrolla durante los meses de primavera y verano, consecuencia del aumento de temperatura en las capas superficiales. Durante el período

de estratificación se pueden distinguir dos zonas en la laguna, una superficial (epilimnio) y otra en el fondo (hipolimnio) separadas por la termoclina, donde se produce una variación brusca de la temperatura. A mediados de otoño, el enfriamiento de las capas superficiales provoca la desaparición de la estratificación térmica, produciéndose la homogeneización de la columna de agua.

Por otra parte, en climas áridos y secos, la mayor profundidad de estas lagunas provoca una disminución de la tasa de evaporación, beneficiosa tanto en el almacenamiento para riego como para evitar aumentos de salinidad en el efluente.

En cuanto a la eficacia depuradora de las lagunas profundas, la eliminación de materia orgánica es alta, con reducciones del 83%-97% para la DBO₅ y del 71%-92% para la DQO, mientras que los nutrientes son reducidos durante el tratamiento en un 40%-90% (ortofosfato) y 39%-99.9% (nitrógeno amoniacal).

La información respecto del comportamiento de estas unidades describe los distintos fenómenos que se desarrollan en la masa de agua entre los cuales destacan la estratificación térmica, nitrificación, desnitrificación, crecimiento y destrucción bacteriana y de algas, generación y utilización de oxígeno, etc., concentrándose la mayoría de los estudios en los aspectos que inciden en la mortandad de coliformes fecales. Estos embalses han sido utilizados por más de una década en Israel; en la actualidad están siendo utilizados en España y otros países mediterráneos, como también se han sugerido como sistema de tratamiento en algunos países de Latinoamérica.

No existe en la actualidad una metodología concreta para el dimensionamiento de estas unidades, lo que no permite establecer con certeza el comportamiento de las mismas. Algunos autores han desarrollado modelos multifactores que incluyen intensidad de la luz, temperatura, pH, DBO, profundidad, concentración de algas, turbiedad y número de dispersión; todos estos modelos consideran que los patrones de mezcla en el interior del embalse corresponden a condiciones de mezcla completa, lo cual, no es claramente aplicable durante todo el año.

En los embalses profundos se desarrollan diversos fenómenos que condicionan la mezcla del agua y por lo tanto las características del efluente. Estos fenómenos, que denominaremos hidrodinámicos, tienen su origen en las características geométricas de las unidades y en parámetros ambientales como el viento, la temperatura y la radiación solar. De estos cuatro factores, se ha comprobado que el que tiene mayor

relevancia en el comportamiento de un embalse es la temperatura, seguido de la radiación solar, teniendo la geometría y el viento poca relevancia.

La temperatura define los patrones de flujo dentro de los embalses, pues el fluido que llega al embalse posee ciertas características como su temperatura (o densidad) y su velocidad, lo que define el flujo que se desarrollará una vez que éste se integre al volumen de agua de la unidad. Así vemos que en épocas de bajas temperaturas no existe gran gradiente térmico y se desarrolla mezcla completa en las unidades. En estos periodos la temperatura es similar en toda la laguna y las reacciones biológicas en estas lagunas son más lentas, hay una menor radiación solar que solo se da en la capa superficial de la laguna y la transferencia del oxígeno del aire solo puede ser superficial pues no llega a capas más profundas, hacen que en este periodo de tiempo la laguna se comporte como laguna anaerobia o facultativa, según la profundidad de esta laguna y de la carga orgánica que recibe. En este periodo de tiempo la laguna puede padecer problemas de olores pues si tiene una gran superficie y la funcionar como anaerobia o facultativa el sulfhídrico formado puede pasar a la atmósfera.

En periodos calurosos, el fluido que entra a un embalse tiene una mayor temperatura, por lo que el líquido que entra a esta laguna tiende a ir a las capas superficiales siguiendo una trayectoria de acuerdo a fenómenos como las corrientes de densidad. En este sentido la estratificación térmica juega un papel relevante, pues es este fenómeno el cual, mediante la modificación de la densidad del agua, produce diferencias de peso de las distintas capas de agua y las ubica dentro de la columna líquida. De esta forma, las capas de mayor temperatura tendrán menos densidad, es decir, menor peso y se ubicarán cerca de la superficie y los estratos más fríos tienen mayor peso y se ubicarán en el fondo. El agua tiende a subir y arrastra capas frías de la parte más profunda y se rompe la estratificación térmica formada. La transferencia de oxígeno que se produce en la superficie de la laguna, debido a estas corrientes, pasa a capas profundas y con la mayor radiación solar que hay en estos periodos como son primavera y verano, que aunque disminuye con la profundidad de la laguna tiende a una mejor depuración debido al oxígeno disuelto en ella. En este periodo de temperatura más alta, la laguna puede comportarse como laguna facultativa o de maduración, según profundidad y carga orgánica. Si funciona como facultativa el fondo de la laguna soportaría toda la carga orgánica, con altos valores de DBO y con valores altos de coliformes fecales en superficie y bajos en el fondo, y en la superficie tendrá menor carga orgánica y baja concentración de coliformes fecales que, ayudado por la

estratificación térmica impedirá que asciendan rápidamente hacia los estratos superiores. De esta forma al captar desde la superficie del segundo tramo se obtendría un efluente de mejor calidad tanto físico-química como bacteriológica, con posibilidades de alcanzar los estándares para riego.

La concentración de microorganismos es menor en los periodos de altas temperaturas y es posible obtener en el efluente una gran eliminación de este parámetro debido a las corrientes de densidad y a la eliminación por el oxígeno existente. La concentración de sulfuros disminuye, oxidándose a sulfatos, al igual que el amonio que se oxida a nitratos y a nitritos, aumentando la conductividad.

Los tabiques flotantes no evitan los cortocircuitos superficiales en épocas cálidas, ya que poseen ventana abierta en toda la sección, desde superficie hasta el fondo. Hay una similitud de las concentraciones de los parámetros medidos en la masa de agua. Un efecto similar en que la remoción bacteriológica no aumentó en eficiencia aun cuando hasta 4 tabiques separadores fueron instalados.

Al.1.3 Lagunas aerobias

Son lagunas poco profundas, entre 1 y 1.5 m de profundidad. No reciben demasiada carga orgánica, por lo que se mantienen las condiciones aerobias.

En estas lagunas se produce la degradación de la materia orgánica por la actividad de las bacterias aerobias, que consumen el oxígeno producido fotosintéticamente por las algas.

Reciben agua procedente de otros tratamientos, por lo que contiene relativamente pocos sólidos en suspensión.

Al.2 Sistemas de lagunas

Son combinaciones de los distintos tipos de lagunas. La unidad básica suele ser la laguna facultativa.

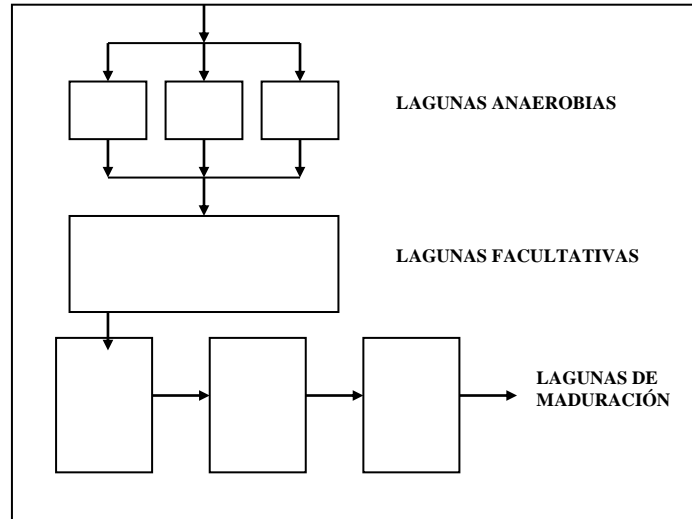


Figura A.5 Disposición típica de lagunas

Se pueden dar otras combinaciones de lagunas según sea la disponibilidad de terreno, presupuesto o contaminación de las aguas residuales

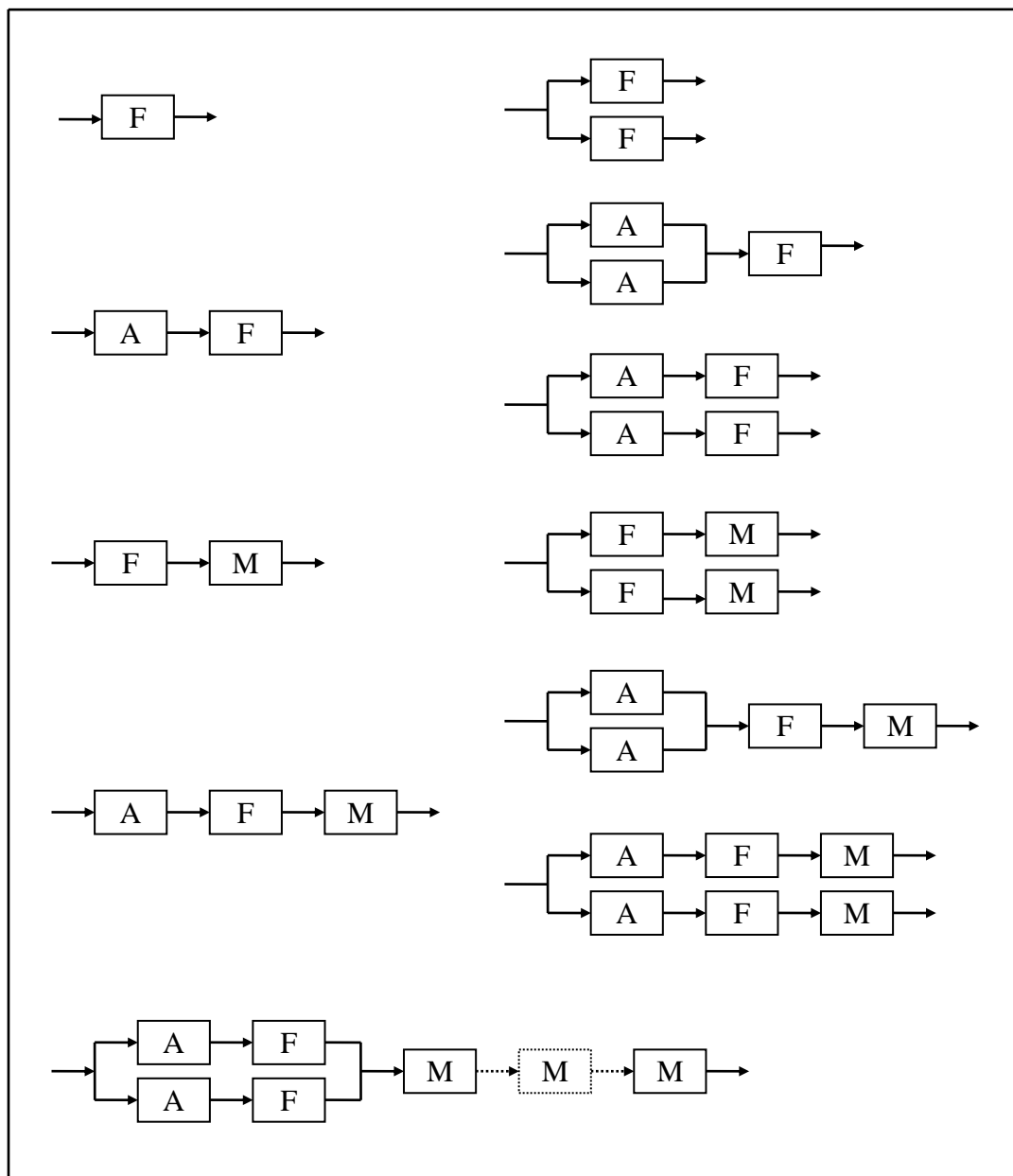


Figura A.6 Combinaciones de distintos tipos de lagunas.

El número de lagunas debe ser el mayor posible y como mínimo deben ser tres. Las lagunas pueden conectarse en serie y en paralelo.

La forma habitual de trabajo en lagunas anaerobias suele ser en paralelo, al trabajar de esta forma se reduce la carga orgánica de la primera laguna y se evita su sobrecarga.

Las lagunas facultativas, trabajan tanto en serie como en paralelo. Cuando se trabaja en serie, lo habitual, es que los rendimientos aumenten ya que se minimiza el

contenido en algas de la última laguna (si la concentración de nutrientes ha descendido) y se obtiene un efluente de mayor calidad. Puede ocurrir que las concentraciones de nutrientes (fósforo, nitrógeno) sean elevadas, lo que originaría un incremento del contenido en algas, aumentado el pH y O_2 disuelto. Todo ello no es negativo si se utiliza el agua para regar, ya que el efluente estaría más oxigenado y la eliminación de microorganismos patógenos sería mayor (debido fundamentalmente al aumento del pH). Asimismo, aunque las micro algas del efluente aumentan la DBO_5 , no suelen producir obstrucciones en los equipos de riego por goteo.

Las lagunas en serie funcionan peor en invierno por la sobrecarga de la primera laguna, obteniéndose mejores rendimientos en verano. Por último las lagunas de maduración se disponen en serie por los motivos ya mencionados para lagunas facultativas.

Para mejorar los rendimientos depuradores se pueden utilizar distintos procedimientos:

- Recirculación del efluente:

Se aplica fundamentalmente para cargas muy grandes y pobres en microorganismos.

- Baffles en las lagunas:

La adición de tabiques deflectores en las lagunas, tiene como misión dirigir el flujo del líquido a través de la laguna, para mejorar la eficacia de la instalación. Se han realizado pocas investigaciones sobre el tema.

- Aireación:

La aireación mecánica permite tratar cargas mayores, disminuir tiempos de retención y utilizar lagunas de menor superficie.

Al.3 Ventajas e inconvenientes del lagunaje

1.- Es la forma más barata de tratamiento, tanto en construcción y operación, como en mantenimiento, y no requieren energía externa, excepto la solar.

2.- Reduce la concentración de patógenos a niveles muy bajos.

3.- Puede tratar cargas hidráulicas y orgánicas muy variables.

4.- Tolera grandes concentraciones de metales pesados.

5.- La operación y el mantenimiento son muy sencillos. Las espumas y flotantes deben ser retiradas, también los aceites y grasas, y los fangos deben evacuarse cada 3 o 4 años.

6.- En el proceso de lagunaje se genera biomasa potencialmente aprovechable una vez separada del efluente. Este posible subproducto está constituido por el fitoplancton, zooplancton, vegetación superior en lagunas con macrofitas y peces.

7.- Si el efluente es utilizado para riego, éste posee un potencial fertilizante muy elevado.

Por todo esto son muy utilizados en todo el mundo, siempre que haya terreno disponible a un precio razonable.

Los principales inconvenientes que presentan las lagunas de estabilización son la presencia de materia en suspensión en el efluente, debida a altas concentraciones de fitoplancton, y una gran ocupación de terreno, que es superior a la de otros métodos de tratamiento (Moreno, 1991). Además de estos inconvenientes, en caso de mal funcionamiento se pueden presentar otros como malos olores y presencia de mosquitos, por lo que deben situarse en lugares alejados como mínimo 400 metros de una zona habitada para no molestar a la población.

Otro aspecto importante relacionado con las pérdidas de agua es la posible polución de las aguas subterráneas. Es poco probable el paso de patógenos u otros organismos al subsuelo. Los nitratos pueden llegar a causar problemas. Conviene investigar hasta qué grado el aumento de la profundidad de las lagunas haga que el

lixiviado proceda de una soma completamente anaeróbica en la cual haya ocurrido desnitrificación.

Siendo las lagunas de estabilización estructuras construidas para mejorar la salud, deberá procurarse que las mismas no sean criaderos de vectores (mosquitos, caracoles, etc.) que vayan a propagar enfermedades como la malaria, la fiebre amarilla o la esquistosomiasis.

La mejor forma de controlar los mosquitos la constituye un buen mantenimiento de las lagunas y de los diques. Además, se pueden realizar variaciones del nivel del agua mediante las cuales se logra eliminar las larvas. En casos extremos se pueden aplicar insecticidas. Si se llegan a observar caracoles deberá procurarse su identificación, y según el caso, su control.

El uso de peces larvicidas puede constituir un buen método de control de mosquitos, pero estos peces no siempre logran sobrevivir en lagunas de estabilización.

Las lagunas facultativas sobrecargadas y las anaeróbicas pueden producir malos olores (ocasionados por sulfuros).

Las lagunas anaerobias sometidas a cargas entre 50 y 300 gramos de DBO_5 por metro cúbico y por día suelen ser aptas para remociones de DBO de hasta un 50%. Su alta carga (pequeño tamaño) hace que permitan economizar terreno. Sin embargo, en algunas partes no se aconseja su uso por el peligro que produzcan malos olores.

Al.4 Métodos de cálculo para el diseño de las lagunas

El diseño de lagunas de estabilización se suele llevar a cabo por procedimientos sencillos, basados normalmente en la reducción de una sola variable (generalmente materia orgánica como DBO_5). Existe una gran variedad de métodos de diseño, los parámetros en los que se basan los cálculos suelen ser uno o varios de los siguientes (Moreno, 1991):

- Carga volumétrica ($\text{g DBO}_5/\text{ha}\cdot\text{día}$).
- Carga superficial ($\text{kg DBO}_5/\text{ha}\cdot\text{día}$).

- Tiempo de retención hidráulico (días).
- Profundidad de la laguna.

A continuación se va a exponer los procedimientos más generalizados para el diseño de lagunas anaerobias, facultativas y de maduración.

Al.4.1. Diseño de lagunas anaerobias.

El diseño de lagunas anaerobias se lleva a cabo mediante procedimientos empíricos. Los parámetros de diseño más empleados son la carga volumétrica y el tiempo de retención hidráulico, ya que los procesos que tienen lugar en ellas son independientes de los fenómenos superficiales.

En cuanto a la eliminación de materia orgánica como DBO₅, los valores oscilan entre 50 % en invierno y 80 % en verano, con temperaturas superiores a 25 °C. Basándose en los resultados obtenidos en el estudio de fosas sépticas en Estados Unidos y Zambia, se propone la siguiente fórmula empírica para la reducción de materia orgánica en lagunas anaerobias en función del tiempo de residencia:

$$L_e = \frac{L_i}{k_n (L_e / L_i)^n R + 1} \quad (\text{Ec A.1})$$

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

L_e = DBO₅ del efluente, mg/l;

R = tiempo de retención hidráulico, días;

n = exponente empírico, a dimensional, 4.8 para $T > 20$ °C;

k_n = coeficiente de diseño adimensional, 6.0 para $T > 20$ °C.

Esta ecuación se considera válida en climas tropicales y subtropicales.

La Organización Mundial de la Salud propone los siguientes criterios para temperaturas superiores a 22 °C:

- Carga volumétrica inferior a 300 g DBO₅/ ha·día;
- Tiempo de retención del orden de 5 días;
- Eliminación de DBO₅ del orden del 50 %;
- Profundidad entre 2.5 y 5 m.

El informe elaborado para el Departamento de Desarrollo del Banco Mundial, propone los siguientes parámetros de diseño:

- Carga volumétrica entre 0.1-0.4 kg DBO₅/ ha·día;
- Tiempo de retención del orden de 2 días;
- Carga superficial entre 4000-16000 kg DBO₅/ha·día
- Profundidad entre 2.5 y 5 m.

Además, la O.M.S. recomienda que se cuente al menos con dos lagunas anaerobias en paralelo para asegurar la continuidad del proceso en caso de limpieza y retirada de fangos en una de las unidades.

El intervalo en años en que debe limpiarse una laguna anaerobia es el siguiente:

$$T = \frac{V}{2 (V_a * P)} \quad (\text{Ec A.2})$$

V = volumen de la laguna (m³)

P = Población (hab)

V_a = Velocidad de acumulación de fango (m³/hab*año)

Al.4.2. Diseño de lagunas facultativas

Los métodos de diseño de lagunas facultativas se pueden clasificar de la siguiente forma:

1. Métodos empíricos:

Son relaciones matemáticas sencillas deducidas de la observación experimental en una laguna de estabilización, o en un grupo de ellas que trabajan en condiciones similares. Se utilizan como variables de diseño un grupo reducido de estas, fundamentalmente caudal, tiempo de residencia y carga aplicada. El principal parámetro de diseño es demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días (DBO₅), que es una medida de la carga orgánica.

2. Métodos racionales:

En ellos se intenta ofrecer una explicación en términos cinéticos de lo que ocurre en las lagunas de estabilización. Normalmente se basan en la reducción de una sola variable indicativa de la carga orgánica y se fundamentan en hipótesis restrictivas. Entre estas hipótesis se encuentran las siguientes:

- La composición de la alimentación se considera constante durante todo el año.
- El régimen hidráulico corresponde a un modelo ideal de flujo.
- No se define el sistema detritico, es decir, no se consideran las sedimentaciones orgánicas en el fango.
- Las lagunas funcionan en régimen estacionario.
- La cinética de la depuración es de primer orden, con una constante de velocidad, que se suele definir como exponencial de la temperatura.

3. Métodos matemáticos:

En realidad son una subcategoría de los anteriores, pero presentan características muy diferentes en cuanto a las hipótesis utilizadas. Se considera que las lagunas son sistemas dinámicos, con cinéticas complejas y regímenes no ideales de flujo.

Se basan en la modelización matemática de las interacciones físico-químicas y biológicas responsables de la depuración en lagunas. Su complejidad es mucho mayor, ya que describen en forma dinámica la relación simbiótica existente entre bacterias y fitoplancton, para lo que es necesario llevar a cabo un balance de materia de las distintas especies químicas y biológicas presentes en el sistema.

A continuación se describen los métodos empíricos y racionales más utilizados:

Al.4.2.1. Métodos empíricos

La utilización de un intervalo admisible de carga superficial es el parámetro de diseño más utilizado. Como consecuencia de la gran variedad de situaciones en que han sido deducidos, existe una gran diversidad de intervalos sugeridos por los distintos

autores. La O.M.S., recomienda para climas templados un intervalo de 200-400 kg DBO₅/ha·día.

Otros métodos empíricos consisten en ecuaciones deducidas a partir de datos recogidos en varias lagunas que trabajan en condiciones similares. Los más conocidos son los siguientes:

1. Ecuación de Arceivala.

Relaciona la carga superficial admisible con la latitud. Se dedujo a partir de datos obtenidos en India, es aplicable para el diseño en este país y en un intervalo de latitud entre 8° N-36° N:

$$L (kg \text{ DBO}_5 / ha \cdot dia) = 375 - 6.25 (latitud) \quad (Ec \text{ A.3})$$

En esta ecuación la latitud viene a representar las variaciones en temperatura de las distintas zonas.

2. Método de McGarry y Pescod.

El análisis de datos operativos de lagunas facultativas situadas en diversas zonas geográficas, indica que la carga superficial máxima aplicable a una laguna facultativa, se relaciona con la temperatura mensual media del aire en la forma siguiente:

$$L_{max} = 60.3 \times 1.0993^T \quad (Ec \text{ A.4})$$

La carga admisible máxima aumenta con la temperatura, por lo que para el diseño se utiliza la aproximación más conservadora, para la que se toma la temperatura media ambiente del mes más frío. Con esto se obtendría una laguna que trabajaría en el límite de lo tolerado, al menos un mes al año. Para evitar la anaerobiosis se utiliza un factor de seguridad, con lo que la ecuación queda:

$$L_{max} = 20 \cdot T - 120 \quad (Ec \text{ A.5})$$

En ambas ecuaciones L_{max} viene expresado en kg DBO₅/ha·día.

En estudios posteriores se ha puesto de manifiesto que esta ecuación no resulta adecuada para lagunas con cargas superficiales pequeñas (14.1-27.2 kg DBO₅/ ha·día). Para cargas superficiales unas diez veces superiores, en climas cálidos, se obtienen buenos resultados.

3. Ecuación de Arthur.

Arthur, propone una forma modificada de la ecuación de McGarry y Pescod:

$$L_{max} = 20 \cdot T - 60 \text{ (kg DBO}_5\text{/ ha dia)} \quad (\text{Ec A.6})$$

Esta relación proporciona un factor de seguridad alrededor de 1.5, para evitar que la laguna facultativa se convierta en anaerobia.

4. Método de Larsen.

El área necesaria para conseguir una reducción prefijada en materia orgánica en una laguna de estabilización facultativa se calcula en función de cinco factores adimensionales, del modo siguiente:

$$MOT = (2.468^{RED} + 2.468^{TTC} + 23.9 / TEMPR + 150 / DRY) \cdot 10^6 \quad (\text{Ec A.7})$$

Estos factores adimensionales se definen como:

$$MOT = 1.0783 \times 10^{-7} \frac{S I^{1/3}}{Q_i L_e^{1/3}} \quad (\text{Ec A.8})$$

$$RED = \frac{L_i - L_e}{L_i} \quad (\text{Ec A.9})$$

$$TTC = \frac{0.0879 W L_i^{1/3}}{I^{1/3}} \quad (\text{Ec A.10})$$

$$TEMPR = \frac{T_w}{T_a} \quad (\text{Ec A.11})$$

$DRY = \text{Humedad relativa (\%)}$

$S = \text{superficie de la laguna, ft}^2$;

$I = \text{radiación solar, Btu/ft}^2 \text{ día}$;

$W = \text{velocidad del viento, millas/hr}$;

$T_w = \text{temperatura del agua de la laguna, } ^\circ\text{F}$;

$T_a = \text{temperatura del aire, } ^\circ\text{F}$;

$Q_i = \text{caudal del influente, gal/día}$.

$L_i = \text{DBO}_5 \text{ del influente, mg/l}$;

$L_e = \text{DBO}_5 \text{ del efluente, mg/l}$.

Esta ecuación se aplica en las condiciones más desfavorables: intensidad de radiación solar y temperatura media en invierno, carga orgánica máxima, etc.

5. Método de Gloyna.

Después de estudiar los resultados obtenidos en numerosos estanques a escala de laboratorio, planta piloto, y más de 200 estanques en explotación, Gloyna y colaboradores desarrollaron varias fórmulas que permiten establecer una relación entre el volumen del estanque, la temperatura, la DBO_5 , el caudal del influente, y la toxicidad. La primera de estas ecuaciones para la que la eficacia en la reducción de la DBO_5 estaba entre un 85-95% fue la publicada por Hermann y Gloyna:

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) N q L_i \theta^{35-T_m} \quad (\text{Ec A.12})$$

$V = \text{volumen de la laguna, m}^3$;

$N = \text{población contribuyente}$;

$q = \text{producción de agua residual por persona, l/día}$;

$L_i = \text{DBO}_5 \text{ del influente, mg/l}$;

$\theta = \text{coeficiente de temperatura, 1.09 adimensional}$;

$T_m = \text{temperatura media del agua correspondiente al mes más frío, } ^\circ\text{C}$.

La ecuación 14.12 fue actualizada por Gloyna en 1976 con el objeto de incorporar unos factores de corrección referidos a la concentración de iones sulfato presentes en el medio, y a la toxicidad algal, obteniendo finalmente la ecuación A.13:

$$\frac{V}{Q} = R = 3.5 \times 10^{-5} Q L_i \theta^{(35-T_m)} f \cdot f' \quad (\text{Ec A.13})$$

V, L_i, θ, T_m, tienen el mismo significado que en la ecuación 4.12;

Q = caudal del influente, l/día;

R = tiempo de retención hidráulico, días;

f = factor de toxicidad algal = 1.0 para aguas residuales de origen domestico;

f' = factor de corrección para la DBO₅ producido por la presencia en el medio de iones sulfato = 1.0 para concentraciones de iones sulfato < 500 mg/l.

Una vez calculado el volumen de la laguna mediante la ecuación A.13, debe adoptarse un valor para la profundidad que dependerá del tipo de agua residual, contenido en sólidos sedimentables, temperatura y condiciones climáticas.

La O.M.S. recomienda el uso de los métodos de Gloyna o de McGarry y Pescod, en función de la carga orgánica a depurar y de la localización geográfica de las lagunas, cuando no se dispone de datos específicos fiables.

6. Método de la radiación solar.

Este método, se basa en el supuesto de que todo el oxígeno necesario para el proceso de estabilización aerobia se produce a expensas de la acción fotosintética de las algas, bajo la influencia de la radiación solar.

La ecuación propuesta es:

$$R = \frac{D DBO_5}{\phi I (C / 0.1)} \quad (\text{Ec A.14})$$

C = 2.8×10⁻⁵;

D = profundidad del estanque, cm;

R = tiempo de retención, días;

ϕ = factor de eficacia para la conversión de la luz. Representa la relación entre la cantidad de oxígeno producido y la DBO₅ que hay que reducir en la laguna. Se expresa en %;

I = intensidad de la luz, cal/cm² día;

DBO₅ = carga orgánica, mg/l.

Conocido el tiempo de residencia, el caudal y la profundidad, se puede calcular la superficie.

7. Relaciones de Mara y Marecos.

Recomiendan las siguientes consideraciones de diseño:

$L_s = 100$	$T < 10^\circ\text{C}$
$L_s = 10 \times T$	$10 < T < 20^\circ\text{C}$
$L_s = 50(1.072)^{T-2}$	$T > 20^\circ\text{C}$
$L_s = 350(1.107 - 0.002 \times T)^{T-2}$	$T > 10^\circ\text{C}$

Una vez seleccionada la carga de diseño, se elige la profundidad (normalmente entre 1.5 y 2 m) y se determina el área de la laguna mediante la siguiente ecuación:

$$A = \frac{10 L_i Q}{L_s} \quad (\text{Ec A.15})$$

A = área de la laguna, m²;

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

Q = caudal del influente, m³/día;

L_s = carga orgánica superficial de diseño, kg DBO₅/ ha·día).

Al.4.2.2. Métodos racionales.

1. Método de la cinética de primer orden.

Fue desarrollado por Marais y Shaw, también es conocido como aproximación de mezcla completa. Este método se basa en las siguientes hipótesis:

- La reducción de la materia orgánica manifiesta una cinética de primer orden.

- En la laguna se dan condiciones de mezcla completa.
- No se producen pérdidas por filtración y/o evaporación.

La ecuación propuesta es:

$$\frac{L_e}{L_i} = \frac{I}{I + k R} \quad (\text{Ec A.16})$$

L_e = DBO₅ del efluente, mg/l;

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

k = constante de velocidad, días⁻¹;

R = tiempo de retención, días.

Sustituyendo R por V/Q , se puede calcular la superficie de la laguna:

$$A = \frac{Q}{D k} \left[\frac{L_i}{L_e} \right] \quad (\text{Ec A.17})$$

D = profundidad de la laguna, m;

Q = caudal del influente, m³/día;

A = superficie, m².

a) Modificación de Middlebrooks.

Middlebrooks modifica la ecuación de Marais, proponiéndola de la siguiente forma:

$$\frac{L_e}{L_i} = \left[\frac{I}{I + k R_n} \right]^n \quad (\text{Ec A.18})$$

L_e = DBO₅ del efluente, mg/l;

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

k = constante de velocidad, días⁻¹;

R_n = tiempo de retención hidráulico en cada laguna, días;

n = número de lagunas en serie.

Esta ecuación está referida a n lagunas conectadas en serie, para las que la eficacia máxima se obtendrá cuando el tiempo de retención en cada laguna sea idéntico.

b) Modificación de Mara.

Basándose en el hecho experimental de que la DBO_5 de los estanques facultativos no debe ser nunca inferior a 55 mg/l, Mara propone una modificación al método de Marais y Shaw, que proporciona una expresión del área en función del caudal del influente, la DBO_5 del influente, la constante cinética y la profundidad del estanque:

$$A = Q \frac{L_i - 55}{55 k D} \quad (\text{Ec A.19})$$

A = área de la laguna, m²;

Q = caudal, m³/día;

L_i = DBO_5 del influente, mg/l;

k = constante cinética de degradación, día⁻¹;

D = profundidad del estanque, m.

2. Método de Uhlmann.

Uhlmann y col. adoptan para el diseño de lagunas de estabilización, el modelo de n reactores de mezcla completa operando en serie. Obtienen una expresión de la constante cinética de degradación, k, en función de la carga orgánica, el tiempo de retención y la temperatura:

$$k = \frac{R^J}{G} \quad (\text{Ec A.20})$$

$$G = (0.327 + (10.277/T) + 1/ (L (0.25 + 0.476/T))) \quad (\text{Ec A.21})$$

$$J = -1/(1.391 + 1.304/T + (0.061 + 0.05T)/L) \quad (\text{Ec A.22})$$

R = tiempo de retención hidráulico, días;

T = temperatura, °C;

L = carga orgánica volumétrica, g DBO_5 /m³ · día;

k = constante cinética de primer orden, (días)⁻¹.

3. Ecuación de Wehner-Wilhelm. Aplicación de Thirumurthi para flujo pistón.

Las bases de la aproximación de Thirumurthi, son distintas a las de los modelos estudiados anteriormente, ya que tiene en cuenta el estado de dispersión hidráulico de la laguna. Su modelo fue desarrollado para unas condiciones intermedias entre las de flujo pistón y sistemas de mezcla completa. El grado de mezcla se representa mediante un parámetro adimensional, d , cuyo valor va desde cero para condiciones de flujo pistón, a infinito para sistemas de mezcla completa.

Wehner y Wilhelm, basándose en la segunda ley de Fick de la difusión molecular, obtuvieron la ecuación 4.23 para reactores químicos cuya cinética no es de primer orden y en los que no se dan unas condiciones de flujo ideal.

$$\frac{L_e}{L_i} = \frac{4 a e^{1/2d}}{(1 + a)^2 e^{1/2d} - (1 - a)^2 e^{-a/2d}} \quad (\text{Ec A.23})$$

L_e = DBO₅ del efluente, mg/l;

L_i = DBO₅ del influente, mg/l;

$a = (1 + 4kRd)^{1/2}$

k = constante cinética de primer orden, días⁻¹;

R = tiempo de retención hidráulico, días;

d = módulo adimensional de dispersión de flujo

$$d = \frac{H}{UL} = \frac{HR}{X^2} \quad (\text{Ec A.24})$$

H = coeficiente de dispersión axial, ft²/h;

U = velocidad del fluido, ft/h;

X = longitud que recorre una partícula típica, desde que entra hasta que sale de la laguna, ft.

Para simplificar los cálculos y como aproximación, Thirumurthi desestima el segundo término del denominador de la ecuación de Wehner-Wilhelm por tener un valor muy pequeño, quedando la ecuación 4.25:

$$\frac{L_e}{L_i} = \frac{4 a e^{1-a/2d}}{(1 + a)^2} \quad (\text{Ec A.25})$$

Con los datos procedentes de varias lagunas e investigaciones de laboratorio, Thirumurthi propone una ecuación simplificada, que se obtiene al considerar en la ecuación de Wehner-Wilhelm, las condiciones hidráulicas para flujo pistón ($d = 0$). Esta ecuación es:

$$\frac{L_e}{L_i} = e^{-kR} \quad (\text{Ec A.26})$$

Thirumurthi indica que el principal parámetro de diseño es la constante de velocidad para la reducción de la DBO_5 , normalmente ésta se considera únicamente función de la temperatura. Para pequeños intervalos de temperatura se puede expresar como:

$$k = k_0 \theta^{(T-T_0)} \quad (\text{Ec A.28})$$

k_0 = valor de la constante a la temperatura de referencia.

En otras ocasiones el efecto de factores como toxicidad, intensidad luminosa o características hidráulicas se engloba dentro de la constante de velocidad. Se definen unos estándares ambientales:

- Temperatura en la laguna de 20°C.
- Carga orgánica de 672 kg $\text{DBO}_5/\text{ha} \cdot \text{día}$
- Ausencia de agentes químicos tóxicos.
- Radiación solar mínima de 100 langley/ día.
- Ausencia de carga orgánica originada por los sólidos sedimentables.

La constante de velocidad se define en este caso como:

$$k = k_{20} \cdot C_{Te} \cdot C_0 \cdot C_{Tox} \quad (\text{Ec A.29})$$

C_{Te} = factor de corrección de temperatura.

C_0 = factor de corrección para la carga orgánica.

C_{Tox} = factor de corrección para los compuestos tóxicos procedentes de industrias químicas.

Además de los métodos de diseño aquí expuestos, existen otros de uso menos frecuente, como son:

- Método de Polprasert y Bhattarai.
- Método de la alimentación intermitente.
- Método de Ferrara y Harleman.

Al.4.3 Diseño de lagunas de maduración.

El objetivo fundamental de las lagunas de maduración es la reducción de agentes patógenos, por tanto los métodos de diseño se basan en los modelos cinéticos para la eliminación de éstos, normalmente representados por los coliformes fecales.

Los modelos de simulación de calidad de aguas superficiales, generalmente utilizan una cinética de primer orden para representar la desaparición de coliformes del medio acuático. La ecuación que se recomienda con más frecuencia para el diseño de lagunas de maduración, se basa en suponer una cinética de primer orden para la eliminación de patógenos, así como un régimen de flujo en mezcla completa. La ecuación de diseño es la A.30:

$$N_e = \frac{N_i}{1 + k_b R} \quad (\text{Ec A.30})$$

N_e = número de coliformes fecales/100 ml en el efluente;

N_i = número de coliformes fecales/100 ml en el influente;

k_b = constante de velocidad para la eliminación de coliformes, día⁻¹;

R = tiempo de retención, días.

Para la construcción de varias lagunas de maduración en serie, la ecuación de diseño sería la A.31:

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + k_b R_1) (1 + k_b R_2) \dots (1 + k_b R_n)} \quad (\text{Ec A.31})$$

Donde R_n es el tiempo de retención en la laguna n.

La constante de velocidad se suele expresar de la forma que nos indica la ecuación A.32:

$$k_b = k_{20} \theta^{(T-20)} \quad (\text{Ec A.32})$$

k_{20} = constante de velocidad a 20 °C, día⁻¹;

θ = coeficiente de temperatura, 1.19 adimensional;

T = temperatura, °C.

Habitualmente se toma un valor constante para k_b , que depende únicamente del microorganismo que se considere. Los valores habituales para k_b son 2 d⁻¹ para *Escherichia coli* y 0.8 d⁻¹ para *Salmonella typhi*.

La presencia de coliformes fecales se ve afectada por la intensidad luminosa. Para incluir este factor, Chamberlin y Mitchell propusieron la siguiente definición de velocidad específica de desaparición de coliformes:

$$k = k_l l_0 e^{-\beta z} \quad (\text{Ec A.33})$$

k_l = constante de proporcionalidad específica de cada microorganismo, cm²/cal;

l_0 = energía luminosa a nivel de la superficie de la laguna, cal/cm² hr;

β = coeficiente de extinción, m⁻¹;

z = profundidad, m.

Según esta ecuación la velocidad específica se anularía en la oscuridad, debido a esto se ha desarrollado una ecuación alternativa, que incluye componentes dependientes e independientes de la intensidad luminosa. Expresa la velocidad específica en función de la temperatura, salinidad e intensidad luminosa:

$$k = \frac{0.8 + 0.006 (\%AM)}{24} 1.07^{(T-20)} + k_l l \quad (\text{Ec A.34})$$

% AM = salinidad, expresada como tanto por ciento de agua de mar;

T = temperatura, °C.

La O.M.S. recomienda un tiempo de retención mínimo de 5 días si se cuenta con una sola laguna de maduración, y 3 días por laguna cuando hay dos o más trabajando en serie.

También se puede hacer el diseño de las lagunas de maduración sabiendo la carga superficial que reciben. Para ello al calcular la carga superficial, ésta no debe de superar los 15-50 kg DBO₅/ha·día, que es el intervalo de reducción del número de microorganismos indicadores de la contaminación fecal.

ANEXO II

LEGISLACIÓN VIGENTE

All.1 Unión europea

El carácter de recurso esencial del agua y el mal estado general de las mismas en los países, en su mayoría fuertemente industrializados, que componen la Comunidad Europea determina la progresiva aparición de normas comunitarias que, desde diversos aspectos, abordan la protección de las aguas y la lucha contra su contaminación. La legislación comunitaria en materia de aguas constituye uno de los bloques normativos más numerosos y complejos del derecho comunitario. En este sentido, la legislación europea constituye el auténtico motor respecto al ordenamiento estatal y autonómico.

- Directiva del Consejo 91/271/CEE, de 21 de mayo, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas (DOCE nº L 135, de 30.05.91)

La Directiva 91/271/CEE establece las medidas necesarias que los Estados miembros han de adoptar para garantizar que las aguas residuales urbanas reciben un tratamiento adecuado antes de su vertido.

De forma resumida, la Directiva establece dos obligaciones claramente diferenciadas, en primer lugar las “aglomeraciones urbanas” deberán disponer, según los casos, de sistemas de colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales y, en segundo lugar, se prevén distintos tratamientos a los que deberán someterse dichas aguas antes de su vertido a las aguas continentales o marinas.

- La Decisión 93/481/CEE

La Decisión 93/481/CEE desarrolla el contenido de la Directiva 91/271/CEE en especial lo que se refiere al contenido del Apartado 4 del Artículo 17, en cuanto a los métodos y formas de presentar los informes relacionados con la adopción de los programas de desarrollo para la aplicación de la citada Directiva.

La información se estructura en dos partes fundamentales, por un lado la referida a los sistemas colectores, y por otro, las instalaciones de tratamiento. Para cada una de ellas desarrolla un inventario de la situación actual referido a los programas de actuación previstos en cuatro horizontes temporales diferenciando, según la zona (sensible, menos sensible y normal), dónde son de aplicación y las características del punto de vertido (aguas dulces y estuarios y aguas costeras).

Finalmente, establece un cuestionario relativo a los programas de aplicación en cuanto a la eliminación y aprovechamiento de los lodos de depuración y un calendario con las inversiones presupuestadas en el conjunto de los programas de aplicación de la Directiva.

- Directiva 98/15/CE de la Comisión de 27 de febrero de 1998 por la que se modifica la Directiva 91/271/CEE, de 21 de mayo, del Consejo en relación con determinados requisitos establecidos en su anexo I, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas. (DOCE nº L 67, de 07.03.98).

- Directiva 2000/60/CE por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas entró en vigor el 22 de diciembre del 2000.

La Directiva representa un hito en la gestión de los recursos hídricos y sus ecosistemas relacionados.

La trasposición de la Directiva 2000/60/CE en España se realizó mediante la Ley 62/2003, de 30 de diciembre, de medidas fiscales, administrativas y del orden social que incluye, en su artículo 129, la modificación del texto refundido de la Ley de Aguas, aprobado por Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por la que se incorpora al derecho español la Directiva 2000/60/CE, estableciendo un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas.

- Directiva 2009/90/CE de la Comisión, de 31 de julio de 2009, por la que se establecen, de conformidad con la Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, las especificaciones técnicas del análisis químico y del seguimiento del estado de las aguas.

All.2 España

Antes de describir la normativa que en materia de saneamiento y depuración encontramos a nivel estatal, se debe destacar que si bien existe normativa aprobada por el Estado, el desarrollo mayor del saneamiento a nivel normativo se constata en ámbitos inferiores.

El saneamiento y depuración de aguas residuales en la Constitución Española.

Las obligaciones impuestas a los poderes públicos en orden a proteger la calidad de las aguas, evitar los vertidos que puedan suponer su contaminación y lograr la depuración de las aguas residuales tienen un claro entronque constitucional en cuanto que nuestra Norma Fundamental incluye, entre los denominados principios rectores de la política social y económica del capítulo III de su Título I, un artículo 45 que garantiza el derecho que todos tenemos al disfrute de un medio ambiente adecuado. Esta conexión constitucional de la depuración de las aguas residuales se refuerza desde el mismo momento en que la protección del medio ambiente está estrechamente relacionada con otros bienes e intereses también protegidos en la Norma Fundamental, entre ellos y de modo paradigmático, el derecho a la salud garantizado en su artículo 433.

La depuración de las aguas residuales, en cuanto obligación directamente relacionada con la protección ambiental de la calidad de las aguas constituye, además de un derecho, un deber constitucional. El propio art. 45 establece en su apartado primero que “todos tienen derecho a disfrutar de un medio ambiente adecuado... y el deber de conservarlo” de modo que, en este caso, la Constitución Española establece una exigencia general, un deber de todos, que refuerza también desde el punto de vista sancionador la protección del medio ambiente.

La Constitución posibilita en este campo diversas lecturas que determina el papel crucial que juega la legislación del Estado y de las Comunidades Autónomas. Como se verá la trasposición estatal casi mimética de la normativa comunitaria deja un amplio campo de actuación a las Comunidades Autónomas, auténticas protagonistas en la política de saneamiento, y que, además ha determinado un progresivo relegamiento del tradicional papel preponderante que el abastecimiento y saneamiento de aguas ostentaban las Administraciones municipales.

- Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, sobre el tratamiento de aguas residuales urbanas.

A pesar de que el plazo para trasponer la Directiva 91/271/CEE finalizaba el 30 de junio de 1993, no fue hasta dos años después cuando España en cumplimiento de lo dispuesto a nivel comunitario aprobó el Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de

diciembre con el fin de proteger la calidad de las aguas continentales y los efectos negativos de los vertidos de las aguas residuales urbanas.

La trasposición de la Directiva a través de la figura de Decreto-Ley se justifica en base dos razones. La primera de ellas hace referencia a la modificación de los criterios establecidos por el art. 26 de la Ley 7/1985 de 2 de abril, reguladora de las bases de régimen local (LBRL), “al cambiar el criterio de número de habitantes equivalentes” y deferir a las Comunidades Autónomas la delimitación de las aglomeraciones urbanas. La segunda causa radica en la situación de extraordinaria y urgente necesidad de acuerdo con los requisitos constitucionales para la aprobación de estas normas por parte del Ejecutivo con valor de ley que provoca la incorporación tardía de la norma comunitaria y el consiguiente incumplimiento de las obligaciones derivadas del Derecho comunitario.

El Real Decreto-Ley estableció, con carácter básico, las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas, pero con el inconveniente de los altos costes de mantenimiento de los servicios en ella establecidos, que recaen sobre las entidades locales incrementando de forma inevitable sus correspondientes tasas. La Directiva 91/271/CEE requiere la cooperación de las diversas Administraciones Públicas (Ayuntamientos, Comunidades Autónomas y del Estado). En todo caso, no debemos olvidar que el verdadero afectado por el ordenamiento comunitario es el Estado, ya que sólo él es el obligado ante las Comunidades Europeas. Esta última apreciación pone de relieve la segunda de las preocupaciones, que no es otra que el cumplimiento de la normativa europea no suponga un trastoque del reparto de competencias derivado de la Constitución Española y de los Estatutos pero que al mismo tiempo se consiga, a través de una serie de instrumentos, el cumplimiento efectivo de dicha norma.

Una vez el Real Decreto-Ley fijó el marco jurídico del saneamiento fue necesario un desarrollo posterior que describiera los criterios aplicables y los requisitos que cada una de las instalaciones exigidas debía cumplir. A estos efectos se aprobó el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas, completándose así la trasposición de la citada Directiva. Dicho Decreto ha sido modificado, a su vez, por el Real Decreto 2116/1998, de 2 de octubre, que, incorporando la Directiva 98/15/CE, pretende subsanar los problemas de interpretación que planteaba en algunos Estados miembros el Cuadro 2, del Anejo I de la Directiva 91/271/CEE, relativo a los requisitos para los vertidos procedentes de estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas

realizados en zonas sensibles a eutrofización. En él se fijan los requerimientos técnicos de los sistemas colectores u de las instalaciones de tratamiento de las aguas residuales, su proyecto, construcción y mantenimiento. Los criterios para establecer las “zonas sensibles” y “zonas menos sensibles” se contienen en los Anexos II y III respectivamente, revisándose tal declaración cada cuatro años. A este respecto, en el caso de las cuencas intracomunitarias son las Comunidades Autónomas las competentes para determinar las “zonas sensibles”, mientras que corresponde al Estado tal facultad, previa audiencia de las Comunidades Autónomas y de los Entes Locales afectados, cuando se trate de cuencas intercomunitarias. Así la Secretaría de Estado de Agua y Costas a través de la Resolución RCL\1998\1610, de 25 de mayo, declara las zonas sensibles en las cuencas hidrográficas intercomunitarias. Posteriormente, en el año 2006 y en cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, la Secretaria General para el Territorio y la Biodiversidad revisa la declaración previa emitiendo la Resolución RCL\2006\1506 de 10 de julio.

- Real Decreto 1290/2012, Con fecha 20 de septiembre de 2012 se publicó en el Boletín Oficial del Estado (“BOE”) el Real Decreto 1290/2012, de 7 de septiembre, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, y el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas (en adelante, “RD 1290/2012”), entrando en vigor la citada norma al día siguiente de su publicación en el BOE.

La presente nota describe las principales modificaciones introducidas por el RD 1290/2012 en los reglamentos mencionados, siendo la modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril (en adelante, “RDPH”), el objeto principal de la normativa analizada.

En el artículo primero del RD 1290/2012 se modifica el RDPH para incluir en esta norma todas las disposiciones normativas derivadas del contenido común de los planes hidrológicos, con el objetivo de (i) procurar una regulación común para todas las demarcaciones hidrográficas, (ii) así como para incluir las carencias normativas detectadas en la gestión del dominio público hidráulico. De igual forma, (iii) se adapta el RDPH a la terminología del Real Decreto 60/2011, de 21 de enero, sobre las normas de calidad ambiental en el ámbito de la política de aguas, (iv) se adapta el Anexo IV del RDPH, sobre cálculo del canon de control de vertidos, a la nueva clasificación nacional de actividades económicas aprobada por el Real Decreto

475/2007, de 13 de abril, y (v) se crea un inventario de puntos de desbordamiento de aguas de escorrentía, desarrollándose el régimen jurídico de desbordamientos de aguas de escorrentía tanto para las autorizaciones de vertidos existentes a la entrada en vigor del mismo, como para las nuevas solicitudes de autorización de vertido.

Por su parte, en el artículo segundo del RD 1290/2012 se modifica el texto del Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas, a fin de contemplar en la regulación de las condiciones técnicas de los sistemas colectores las situaciones de contaminación por vertidos procedentes de desbordamientos de aguas de escorrentía

Esta norma conlleva la derogación de los artículos 272 y 273 del Reglamento del Dominio Público Hidráulico aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril.

All.3 Comunidad Autónoma de Aragón

El legislador autonómico es principalmente el legislador sectorial al que debemos remitirnos cuando en el art. 25.2 de la LBRL se fijan las competencias que deben asumir los municipios, entre las que cita el alcantarillado y el tratamiento de las aguas residuales. En este sentido, destaca la inquietud de las Comunidades Autónomas por legislar en relación a lo que la mayoría de ellos denominan simplemente como “saneamiento” haciendo uso amplio de este concepto, que se acompaña por el reconocimiento, en la mayoría de supuestos, de la atribución municipal de alcantarillado, ahora bien en el caso del tratamiento y depuración de las aguas, debido al carácter supramunicipal de estas tareas, se adjudica al poder autonómico.

Aunque en algunas Comunidades Autónomas la preocupación por estos temas es anterior a la Directiva 91/271/CEE, el punto de partida de todas las regulaciones se sitúa con la aprobación del Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales (1995-2005). Este Plan supuso un importante impulso para el desarrollo legislativo autonómico, desde el momento en que planifica las actuaciones necesarias para la correcta aplicación de la Directiva en cuya implantación tiene un papel fundamental las Comunidades Autónomas quienes para la obtención de los recursos necesarios para la creación de la infraestructura a la que obliga la Directiva debían contar, en un plazo de dos años a partir de los correspondientes acuerdos bilaterales, con un canon específico para asegurar de este modo que se cubrían los costes de las

EDARs que se construyesen en desarrollo del Plan Nacional y de sus Planes Regionales de Saneamiento.

- Ley 9/1997, de 7 de noviembre, de aguas residuales, saneamiento y depuración (BOA núm. 132, de 14 de noviembre de 1997).
- Ley 6/2001, de 17 de mayo, de Ordenación y participación en la gestión del agua en Aragón (BOA núm. 64, de 1 de junio de 2001).
- Ley 9/2007, de 29 de diciembre, por la que se modifica la Ley 6/2001, de 17 de mayo, de Ordenación y participación en la gestión del agua en Aragón (BOA núm. 154, de 31 de diciembre de 2007).
- Ley 6/2008, de 19 de diciembre, de modificación de la Ley 6/2001, de 17 de mayo, de ordenación y participación en la gestión del agua en Aragón. (BOE núm. 22, de 26 de enero de 2009).
- Estatuto de Autonomía de Aragón. Ley Orgánica 5/2007, de 20 de abril (BOE núm. 97, de 23 de abril de 2007, art. 72).