



Escuela de
Ingeniería y Arquitectura
Universidad Zaragoza

***PROYECTO ALTERNATIVO AL
PLAN NAVARRA 2012 DE
DEPURACIÓN DE AGUAS
RESIDUALES URBANAS PARA
LA LOCALIDAD NAVARRA DE
FONTELLAS***

NOMBRE: FRANCISCO JIMÉNEZ HUMÁNEZ

ESPECIALIDAD: QUÍMICA

CONVOCATORIA: MARZO 2013

DIRECTORA: EVA FRANCÉS PÉREZ

ÍNDICE

Resumen.....	5
1. Antecedentes y objetivos.....	7
2. Problemática y estudio de alternativas.....	11
2.1 Problemática del proyecto.....	11
2.2 Estudios previos.....	12
2.2.1 Situación.....	12
2.2.2 Estudio demográfico.....	13
2.2.3 Estudio climatológico.....	14
2.2.4 Caracterización aguas residuales.....	17
2.3 Alternativas.....	19
2.3.1 Sistema depuración natural.....	19
2.3.1.1 Lagunaje.....	19
2.3.1.2 Humedales artificiales.....	22
2.3.1.3 Filtros de turba.....	27
2.3.2 Sistemas de depuración convencional.....	31
2.3.2.1 Líneas de funcionamiento en una depuración convencional... 31	
2.3.2.2 Tratamientos secundarios en una depuradora convencional... 33	
2.3.3 Comparativa entre los tratamientos convencionales y naturales.....	43
2.3.4 Elección del sistema de depuración.....	44
2.4 Lagunas.....	46
2.4.1 Lagunas facultativas.....	46
2.4.1.1 Métodos para calcular el área.....	46
2.4.1.2 Métodos para calcular la carga superficial máxima.....	47
2.4.1.3 Métodos para calcular la DBO.....	50
2.4.1.4 Métodos para calcular el tiempo de retención.....	52
2.4.2 Lagunas de maduración.....	53
2.4.3 Ejecución de la obra.....	54
2.5 Marco legal.....	57
2.5.1 Unión europea.....	57
2.5.2 Estado.....	57
2.5.3 Comunidad foral de Navarra.....	59
2.6 Nomenclatura.....	60

3. E.D.A.R Fontellas.....	62
3.1 Descripción de la obra.....	63
3.1.1 Pretratamiento.....	63
3.1.1.1 Pozo de gruesos y desarenador.....	63
3.1.1.2 Rejas de desbaste.....	65
3.1.1.3 Desengrasador.....	67
3.1.2 Lagunas.....	69
3.1.2.1 Lagunas facultativas.....	70
3.1.2.2 Lagunas maduración.....	72
3.1.3 Aliviaderos.....	74
3.1.3.1 Aliviadero de entrada en el pozo de gruesos y desarenador....	74
3.1.3.2 Aliviadero a la entrada de las lagunas.....	75
3.1.4 Medidores de caudal.....	76
3.1.5 Válvulas de compuerta.....	78
3.1.6 Tuberías.....	78
4. Cálculos de la obra.....	80
4.1 Pretratamiento.....	80
4.1.1 Pozo de gruesos y desarenador.....	83
4.1.2 Rejas de desbaste.....	87
4.1.3 Desengrasador.....	90
4.2 Lagunas.....	93
4.2.1 Lagunas facultativas.....	93
4.2.2 Lagunas maduración.....	95
4.3 Aliviaderos.....	97
4.3.1 Aliviadero de entrada en el pozo de gruesos y desarenador.....	97
4.3.2 Aliviadero a la entrada de las lagunas.....	98
4.4 Medidor de caudal.....	100
4.5 Pérdidas de carga.....	101
4.6 Nomenclatura.....	107

5. Presupuesto.....	109
5.1 Presupuesto general E.D.A.R.....	109
5.1.1 Acondicionamiento del terreno.....	109
5.1.2 Instalaciones E.D.A.R.....	110
5.1.3 Casetas usos varios.....	119
5.1.4 Cerramientos.....	132
5.1.5 Material adicional.....	133
5.2 Mantenimiento E.D.A.R.....	134
5.2.1 Mantenimiento general E.D.A.R.....	134
5.2.2 Mantenimiento instalaciones E.D.A.R.....	135
5.3 Explotación E.D.A.R.....	137
5.4 Nomenclatura.....	138
6. Conclusiones.....	140
7. Fuentes de información.....	143
ANEXO I: Mantenimiento y gestión.....	147
ANEXO II: Seguridad y salud.....	159
ANEXO III: Líneas futuras.....	165
ANEXO IV: Alteraciones físicas y químicas del agua.....	171

AGRADECIMIENTOS

En este punto, me gustaría dar las gracias a todas las personas que han contribuido directa o indirectamente en este trabajo.

En primer lugar, y como no podía ser de otra forma, agradecer a mis padres por todo su apoyo, por el esfuerzo que han hecho para haya podido llegar hasta aquí, porque sin ellos nada de esto hubiera sido posible, gracias por tantas oportunidades que me habéis brindado. A Raúl, por tener tanta paciencia durante estos meses, gracias por embarcarte en este nuevo viaje que hoy empieza, gracias por todo.

En segundo lugar, quisiera agradecer a Eva Francés, mi directora de proyecto, por su paciencia y generosidad, por aceptar este proyecto que me permite culminar la carrera e iniciar la transición al mundo laboral, siguiente etapa de mi vida en la que podré afrontar nuevos retos.

Además, como olvidarse de mis compañeros de clase, por su apoyo y confianza durante estos años, en resumen, muchas gracias a profesores y a todas aquellas personas que han aportado aunque sea una pequeña piedra a este proyecto.

Gracias a todos.

Resumen

En la actualidad muchos núcleos urbanos no dan un tratamiento adecuado a sus aguas residuales, por ello este proyecto consiste en el diseño de una alternativa de depuración a la realizada por el Plan Navarra 2012 (diseño de un colector de 3,4 kilómetros y un pozo de bombeo para la unión de aguas residuales de las localidades de Fontellas y Tudela), demostrando que mediante un sistema de depuración natural de lagunaje, la depuración por sistemas naturales se adapta correctamente a la economía y funcionalidad de las pequeñas localidades menores de 2000 habitantes en las que los gastos de los sistemas de depuración convencionales son inasumibles para la localidad debido a su elevado coste energético y de mantenimiento.

El sistema de depuración natural elegido consta de un pretratamiento (formado por pozo de gruesos, rejillas de desbaste y desengrasador) y dos lagunas facultativas y dos lagunas de maduración.

Con este sistema de depuración natural se evita el uso de sistemas mecánicos y eléctricos reduciendo así los costes, además se proponen alternativas para la reutilización de las aguas residuales ya depuradas, como es la reutilización de aguas residuales con fines recreativos (riego de parques y zonas ajardinadas), almacenamiento de agua para prevención de incendios, etc.

Con este tratamiento se cumplen, por otro lado, los límites de vertido marcados por la directiva 91/271/CEE.



1. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

- Antecedentes y objetivos.

1. Antecedentes y objetivos

Las aguas residuales plantean un gran problema con el que se enfrenta la humanidad, ya que producen una serie de alteraciones en los cursos del agua debido a los diversos productos que contienen, y a que las áreas receptoras son cada vez menos capaces de asimilar.

Los aspectos más importantes que hay que tener en cuenta en la gestión de aguas residuales urbanas son la calidad del medio ambiente, por lo que deben ser manejadas de forma que no contaminen el aire, el suelo o los cursos del agua. Otro factor a tener en cuenta sería la crisis energética, teniendo en cuenta el consumo de la implantación, y por último también hay que tener en cuenta que sea una zona productiva de alimentación ya que esto aporta nutrientes y materia orgánica que implicarían una mayor producción de alimentos y una mayor posibilidad de conservar los recursos del suelo.

La función principal de una estación depuradora es recoger y tratar las aguas residuales. Existen varios tipos de aguas dependiendo de su procedencia, como se muestra en la tabla 1.1.

Tabla 1.1. Tipos de aguas residuales.

Aguas pluviales	Son las aguas superficiales provocadas por las precipitaciones atmosféricas.
Aguas urbanas o negras	Son las recogidas de aglomeraciones urbanas procedentes de los vertidos de la actividad doméstica urbana.
Aguas blancas	Son las aguas procedentes de la superficie y drenajes.
Aguas agrarias	Son las procedentes de la actividad agrícola o ganadera.
Aguas industriales	Son las procedentes de la actividad industrial.

Conociendo los diferentes tipos de aguas y los factores implicados en los sistemas biológicos de tratamiento y depuración, lo que se debe hacer es utilizar estos elementos de trabajo de forma adecuada y razonada, adaptándolos a las acciones que paralelamente puede ejercer la naturaleza, de forma que se consiga un tratamiento, una depuración, o en su caso, una recuperación del agua y de sus recursos adecuados y útiles.

La mayoría de los sistemas de depuración se enfocan a grandes núcleos urbanos, donde se intenta minimizar al máximo la superficie de ocupación, minimizar el tiempo de depuración y que el grado de depuración sea máximo.

Un sistema de depuración se puede llevar a cabo mediante sistemas de depuración natural, que son procesos que se aprovechan de la naturaleza para llevar a cabo una depuración con los mínimos equipos mecánicos, sin consumo de energía eléctrica y de bajo coste de mantenimiento, o bien mediante sistemas de depuración convencionales, en los que la depuración se lleva a cabo mediante equipos mecánicos, consumiendo energía eléctrica y con altos costes de mantenimiento.

Se trata de dar un enfoque distinto a la depuración de aguas convencionales, diferenciando el diseño de depuración para grandes localidades donde lo que prima es el ahorro del terreno y la rapidez del servicio ya que afrontan grandes caudales de entrada, frente al diseño de depuración de pequeñas localidades donde se tiene en cuenta la sencillez y operatividad de la estación de depuración ya que los costes tienen que ser asumibles para esta localidad durante el periodo de vida de funcionamiento, por ello se simplifica al máximo el funcionamiento de la estación evitando sistemas que consuman excesiva cantidad de energía y dando mayor importancia a sistemas que imiten el proceso de autodepuración del agua, ya que en estos sistemas el gasto de energía es nulo.

Como condicionantes se tienen en cuenta los elevados costes de mantenimiento y explotación que conllevan los grandes sistemas de depuración y la elevada inversión para diseñarlos.

Sin embargo el presente proyecto se quiere implantar en una pequeña aglomeración rural (Fontellas) como alternativa al Plan Navarra 2012 del Gobierno de Navarra que compone más de 90 proyectos prioritarios a realizar en la comunidad foral, uno de ellos trata la implantación de una conexión de las aguas residuales urbanas entre las localidades de Fontellas y Tudela mediante un colector de 3,4 kilómetros, incluyendo un pozo de bombeo para elevar el agua y que, posteriormente, discurra por gravedad hasta la planta depuradora. Según indicaron desde Nilsa (empresa encargada de la depuración de Tudela), esta solución "es mucho más económica que construir una instalación independiente para Fontellas".

Se estudiará la implantación de una alternativa económica y funcional a este plan, determinando las características especiales del agua residual en este tipo de localizaciones y requerimientos que se deben cumplir para la implantación en estos entornos, ya que hay que tener en cuenta que el gasto tiene que ser mínimo o nulo y el mantenimiento y la explotación deben ser simples.



Figura 1.1 Ilustración de aguas residuales.



2. PROBLEMÁTICA Y ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

- 2.1 Problemática del proyecto
- 2.2 Estudios previos
 - 2.2.1 Situación
 - 2.2.2 Estudio demográfico
 - 2.2.3 Estudio climatológico
 - 2.2.4 Caracterización aguas residuales
- 2.3 Alternativas
 - 2.3.1 Sistema depuración natural
 - 2.3.1.1 Lagunaje
 - 2.3.1.2 Humedales artificiales
 - 2.3.1.3 Filtros de turba
 - 2.3.2 Sistemas de depuración convencional
 - 2.3.2.1 Líneas de funcionamiento en una depuradora convencional
 - 2.3.2.2 Tratamientos secundarios en una depuradora convencional
 - 2.3.3 Comparativa entre los tratamientos convencionales y naturales
 - 2.3.4 Elección del sistema de depuración
- 2.4 Lagunas
 - 2.4.1 Lagunas facultativas
 - 2.4.2 Lagunas de maduración
 - 2.4.3 Ejecución de la obra
- 2.5 Marco legal
 - 2.5.1 Unión europea
 - 2.5.2 Estado
 - 2.5.3 Comunidad foral de Navarra
- 2.6 Nomenclatura

2. Problemática y estudio de alternativas

En este apartado se van a detallar los parámetros necesarios que se realizan para aprobar el diseño de depuración, estudiando las leyes y estudios previos que se realizan antes del diseño de ésta.

2.1 Problemática del proyecto

Los procedimientos naturales se caracterizan, en general, por su escasa necesidad personal de mantenimiento, consumo energético reducido y baja producción de fangos.

La diferencia con los sistemas mecánicos, es que en estos, los procesos se llevan a cabo, de forma secuencial, en diferentes tanques y reactores a velocidades aceleradas como consecuencia del aporte energético y en los sistemas naturales los procesos se producen a velocidades “naturales” y tienden a realizarse de forma simultánea en un único “reactor-ecosistema”

Los procedimientos naturales presentan dos problemas principales, uno de ellos es el que requieren mayor superficie de terreno disponible que los métodos convencionales (entre 4 y 40 m²/habitante equivalente) lo que limita su uso a pequeños núcleos de población donde la presión urbanística es menor.

El segundo problema es que sólo puedan ser empleados con éxito para determinado tipo de vertidos, pues han de ser totalmente biodegradables. Si las sustancias vertidas o sus productos de degradación, dejan restos tóxicos o peligrosos en el suelo o el agua deben ser eliminados previamente al tratamiento natural, pues si no es así, se corre el riesgo de inducir un proceso de envenenamiento del sistema depurador con la consiguiente contaminación del medio receptor. En general esto limita el tipo de vertido a aguas sin componente industrial o si esta existe, a aguas cuya naturaleza sea en todo asimilable a un vertido urbano.

2.2 Estudios previos

Como estudios previos se van a realizar estudios de población, situación y condicionantes que se pueden dar en la localidad de Fontellas para ver si es viable o no el diseño de una estación depuradora en esta localidad.

Las descripciones y aportaciones de las características geográficas, climatológicas, etc. han sido aportadas por el Excelentísimo Ayuntamiento de Fontellas (Navarra).

2.2.1 Situación

La localidad de Fontellas esta situada en la parte sur de la comunidad foral de Navarra (véase figura 2.1) dentro de la región geográfica de la Ribera de Navarra a una altitud de 276 metros sobre el nivel del mar. Su término municipal tiene una superficie de 22,04 km², está situada a 98 Km de la capital, Pamplona, y limita al norte con los municipios de Tudela y Cabanillas, al este con el de Ribaforada, al sur con Ablitas y al oeste con este municipio y el de Tudela, tiene una densidad poblacional de 42,33 hab. /km² y su población es de 933 habitantes.



Figura 2.1 Mapa de situación de la localidad de Fontellas.

Por su término, además del río Ebro, discurren el Canal Imperial de Aragón y el de Lodosa, lo que permite cultivar una gran variedad de frutas y hortalizas.

Por carretera se accede a Fontellas por la N-232 y A-68 desde Zaragoza, por la N-232 y N-113 desde Logroño, y directamente por la N-232-A desde Tudela.

2.2.2 Estudio demográfico

En los últimos 25 años la población de Fontellas ha pasado de 500 a 933 habitantes aproximadamente, siendo la diferencia de 433 nuevos habitantes en 25 años. Si en los próximos años la evolución fuera aproximada al crecimiento de los últimos 25 años se sumaría a los 933 habitantes actuales, con lo cual dentro de 25 años el total de la población sería de 1366 habitantes.

La tasa de crecimiento suele rondar el 2% por año de media siendo como máximo 500 habitantes más, con lo cual la cifra siempre sería inferior a los 2000 habitantes en los posteriores 25 años para que fuera viable la estación depuradora que se estudia implantar en el municipio.

En la figura 2.2 se muestra la evolución demográfica del municipio de Fontellas en relación habitantes/año.

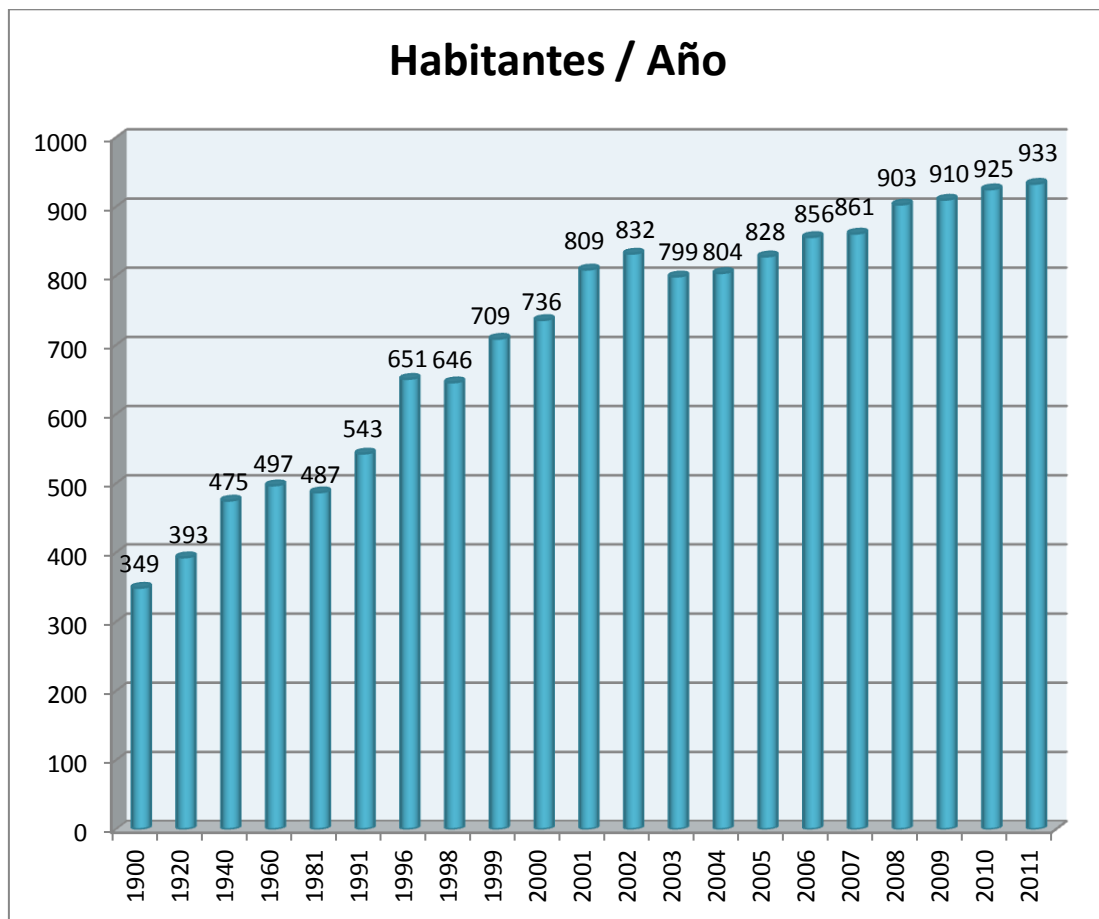


Figura 2.2. Evolución demográfica del municipio de Fontellas

Como se observa en la tabla 2.1 en los últimos años la tasa de natalidad supera a la de mortalidad con lo cual año tras año se ha incrementando la población de esta localidad aunque las cifras no superarían previsiblemente la barrera de los 2000 habitantes hasta pasados unos 50 años o más, siendo rentable a largo plazo la instalación del sistema de depuración.

Tabla 2.1. Tasas de población del municipio de Fontellas.

	1975	1981	1986	1991	1996	2001	2011
Población	488	487	490	543	651	782	933
Tasa de crecimiento		-0.03	0.12	2.09	3.62	3.66	1.78
Densidad de la población	22.18	22.14	22.27	24.68	29.59	35.55	42.41
Índice de juventud de la población activa	81.50	113.29	116.22	138.93	133.16	162.27	82.12
Índice de tendencia	80.49	153.57	45.45	79.31	85.29	125	89.66
Edad media	37	36	38	38	38	37	39
Tasa bruta de natalidad	8.20	14.37	12.24	7.37	13.82	11.51	12.86
Tasa bruta de mortalidad	10.25	10.27	8.16	1.84	3.07	6.39	4.82
Tasa bruta de nupcialidad	8.20	4.11	4.08	7.37	6.14	2.56	2.14

2.2.3 Estudio climatológico

Los valores medios anuales de las principales variables meteorológicas son: 16°C de temperatura, 499 mm de precipitaciones, caídas en unos 55 días y 750 mm de evapotranspiración potencial; la frecuencia e intensidad del cierzo, las fuertes oscilaciones térmicas, la irregularidad de las lluvias, que caen sobre todo en las estaciones equinocciales, y la acusada sequía estival indican que Fontellas tiene el clima mediterráneo-continental propio de la Depresión del Ebro.

El paisaje natural ha sido profundamente transformado por el hombre hasta el punto de que la superficie forestal arbolada equivale solamente al 0,1% de la superficie municipal.

En las temperaturas medias anuales se observa que las diferencias de temperaturas entre Fontellas y España son mínimas, siendo los valores de ambas bastante similares como se observa en la tabla 2.2, siendo mínimamente superior en España en temporada invernal, y siendo ligeramente superior en Fontellas durante la temporada estival.

Tabla 2.2. Temperatura Media en Fontellas (°C)

	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
España	7	7	11	13	16	22	24	24	20	16	10	7
Fontellas	6	7	11	13	17	24	24	24	20	16	9	6

En la figura 2.3 se muestra un mapa climatológico de la comunidad foral de Navarra dónde se observan los intervalos de temperaturas medias de las estaciones de invierno (enero) y verano (julio), en la cual está rodeado con un círculo el municipio de Fontellas donde se va a localizar la estación depuradora.

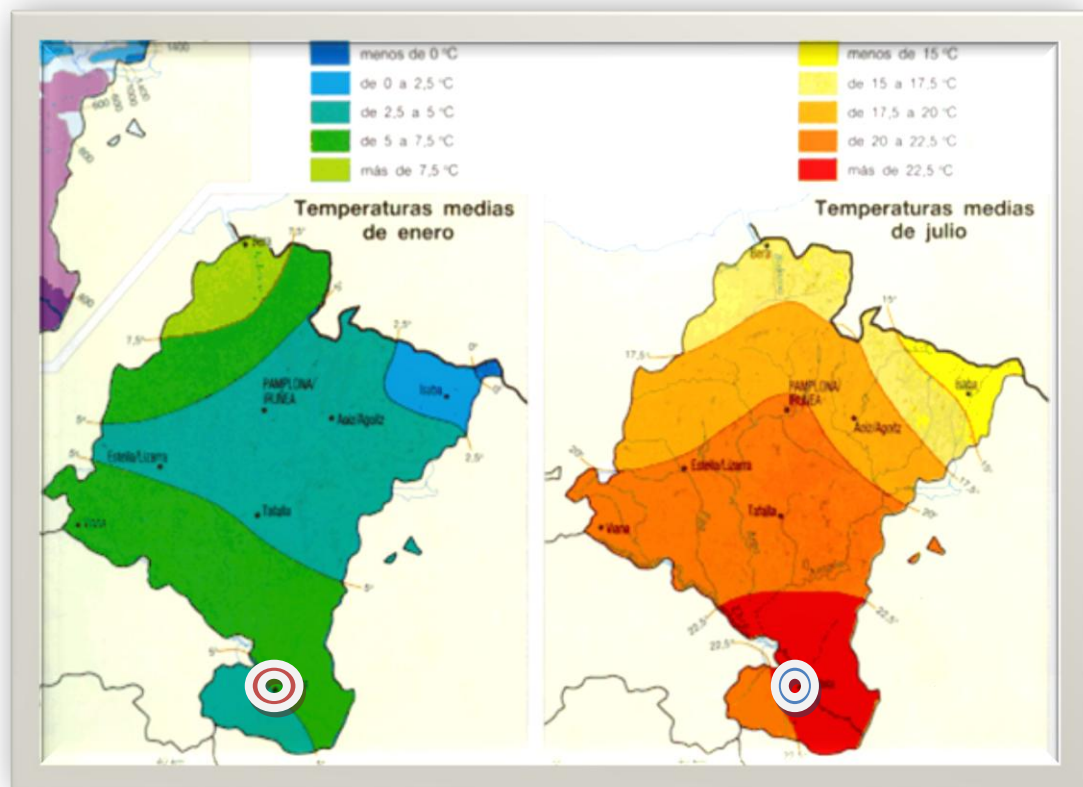


Figura 2.3 Mapa climatológico de invierno y verano de Navarra

En temporada de verano las precipitaciones son mayores en Fontellas que en el resto de España, al contrario que en la temporada invernal y en temporada invernal donde son menores las precipitaciones respecto a las de España (tabla 2.3).

Tabla 2.3. Precipitación Media en Fontellas (mm).

	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
España	50	48	55	44	47	13	8	18	39	78	60	55
Fontellas	22	27	29	42	47	18	14	44	82	43	34	24

En la figura 2.4 se muestra un mapa climatológico de la comunidad de Navarra donde se pueden observar las precipitaciones medias anuales, en la cual está rodeada con un círculo la localidad de Fontellas donde se va a instalar la estación depuradora.

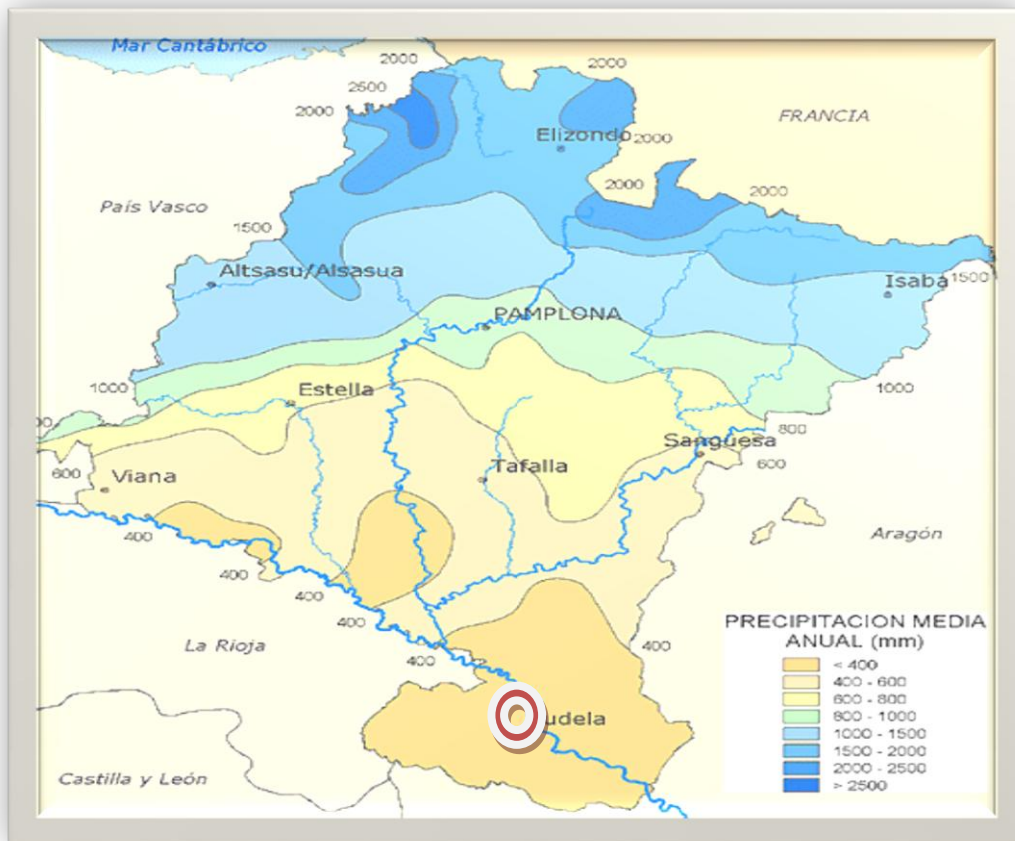


Figura 2.4 Mapa climatológico de precipitación media anual de Navarra.

2.2.4 Caracterización aguas residuales

La dotación de caudal de aguas en España, a título orientativo tiene unos valores indicados en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Datos de dotación de caudal de agua en España.

Población equivalente (h.e)	Dotación de caudal (l/h.e * día)
Hasta 2000	0-150
2000	150-200
2000-50000	200-250
50000-500000	250-300
>500000	300-350

La estimación de caudal diario para una localidad como Fontellas de 933 habitantes, siendo el consumo de agua por habitante al día en la comunidad de Navarra de 134 litros y para una población de 933 habitantes, es de $Q_{\text{diario}} = 125 \text{ l/h.e} \cdot \text{día}$ ($Q_{\text{medio}} = 5,20 \text{ m}^3/\text{h}$), como se muestra en la ecuación 2.1.

$$Q_{\text{diario}} = \frac{\text{Dotación agua} \cdot \text{Población}}{1000} = \frac{134 \frac{\text{l}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \cdot 933 \text{ hab}}{1000} = 125 \text{ m}^3/\text{día} \quad (2.1)$$

Para cuantificar el grado de contaminación del agua y la cantidad de agua a tratar en la estación depuradora es necesaria la caracterización de las aguas residuales.

Ante la imposibilidad de un estudio de campo, debido al elevado coste económico, para caracterizar las aguas residuales de Fontellas se reflejan los datos de las aguas de entrada de la estación depuradora de la localidad de Tudela, muy próxima a la localidad donde se va a implantar la estación depuradora que se estudia, como se muestra en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Características del agua residual de la estación depuradora de Tudela (mg/l)

	Nilsa 2012	Unidades
DBO	214	mg/l
DQO	413	mg/l
Sólidos en suspensión	223	mg/l
N	28,75	mg/l
P	4,95	mg/l
Nitratos	0	mg/l
Amoniaco	22	mg/l
Coliformes fecales	$7.4 \cdot 10^6/100\text{ml}$	ml^{-1}

Todos estos parámetros físicos y químicos de caracterización de las aguas residuales están expuestos con mayor descripción en el Anexo IV.



Figura 2.5. Comparación entre agua de entrada y agua depurada.

2.3 Alternativas

En este apartado se van a plantear las posibles alternativas para diseñar un sistema de depuración que se adecue a las necesidades de la localidad de Fontellas, se compararán los tipos de depuración convencionales y los sistemas de depuración naturales, sacando las oportunas conclusiones para la viabilidad del diseño.

2.3.1 Sistema depuración natural (SDN)

Estos sistemas están basados en reproducir los procesos de autodepuración del agua en ciertas condiciones. La eliminación de los contaminantes de las aguas residuales se produce por componentes del medio natural sin emplearse equipos mecánicos ni aditivos adicionales, por lo que los costes de instalación y mantenimiento son mínimos, adaptándose estos a localidades con pocos recursos económicos.

Dentro de los métodos de depuración natural se van a describir el lagunaje, los humedales artificiales y los filtros de turba.

2.3.1.1 Lagunaje

El lagunaje es un procedimiento de depuración natural, que parte del principio de utilizar la vegetación acuática como agente depurador de aguas residuales. Las plantas acuáticas se utilizan como soporte para las colonias bacterianas, asegurando la depuración eficaz del agua que atraviesa lentamente las comunidades vegetales instaladas. Los elementos contaminantes como los nitratos son también absorbidos por las plantas, para restituir, a la salida del lagunaje, un agua de buena calidad.



Figura 2.6 Representación de un proceso de lagunaje

Generalmente, cuentan con una serie de lagunas de distintas características (anaerobias, facultativas y de maduración), dispuestas en serie, cuyas principales características se muestran en la tabla 2.6.

Tabla 2.6 Tipos de lagunas

Anaerobias	Debido a las altas cargas que soportan, imperan condiciones de ausencia de oxígeno, por lo que los microorganismos que en ellas viven son principalmente bacterias anaerobias.
Facultativas	Presentan tres estratos diferenciados: uno inferior anaerobio, el superior aerobio y uno intermedio en el que se dan unas condiciones muy variables, y en el que predominan bacterias de tipo facultativo, que son las que dan nombre a este tipo de lagunas.
Maduración	Al soportar bajas cargas orgánicas, y darse en ellas condiciones propicias para la penetración de la radiación solar, (aguas relativamente claras y poco profundas), adecuadas para el desarrollo de microalgas, predominan las condiciones de suficiencia de oxígeno.

Los elevados requisitos de superficie que precisa el lagunaje para su implantación hacen que su principal campo de aplicación se sitúe en el tratamiento de las aguas residuales de las pequeñas comunidades.

Dada la buena calidad bacteriológica de los efluentes finales, la reutilización de los mismos en riego agrícola es otro aspecto a tener en cuenta en la posible aplicación de esta tecnología de depuración.

En la tabla 2.7 se muestran las ventajas e inconvenientes de este sistema de depuración natural.

Tabla 2.7 Ventajas e inconvenientes del lagunaje

Ventajas	Inconvenientes
Bajo coste de inversión (sobre todo si el terreno es suficientemente impermeable) y facilidad constructiva.	Precisa grandes extensiones de terreno para su implantación.
Consumo energético nulo, si el agua a tratar puede llegar por gravedad a la depuradora. Ausencia de averías mecánicas al carecer de equipos.	Climáticas, la implantación de este sistema de depuración puede verse limitada en zonas frías o de baja radiación solar.
Escaso y simple mantenimiento, que se limita a retirar los residuos del pretratamiento y a mantener la superficie de las lagunas libre de flotantes para evitar la proliferación de mosquitos.	Algunas lagunas desprenden olores desagradables, por lo que deben situarse en lugares alejados de las zonas habitadas.
Escasa producción de fangos, alta mineralización, a consecuencia de los elevados tiempos de retención con los que se opera.	
Gran inercia, lo que permite una fácil adaptación a cambios de caudal y de carga orgánica.	
Alto poder de abatimiento de microorganismos patógenos.	

Con este tipo de depuración natural se obtiene unos porcentajes de eliminación como los que se muestran en la tabla 2.8 de los distintos parámetros que se tienen que reducir en el proceso de depuración según la normativa vigente.

Tabla 2.8 Rendimiento de eliminación del proceso de lagunaje

Parámetro	Porcentaje de eliminación (%)		
	L. Anaerobias	L. Facultativas	L. Maduración
Sólidos en suspensión	50-65	0-70	40-80
DBO ₅	50-60	60-80	75-85
N	0-15	30-60	40-80
P	0-5	0-30	30-60
Coliformes fecales	90-99	85-90	90-99

2.3.1.2 Humedales artificiales

Los humedales artificiales se basan en la utilización de plantas emergentes para la depuración de las aguas residuales, reproduciendo artificialmente las condiciones propias de las zonas húmedas naturales.

Las plantas acuáticas emergentes (carrizos, juncos, aneas, etc.), son plantas anfibias que se desarrollan en aguas poco profundas, arraigadas al subsuelo, que presentan una elevada productividad y que toleran bien las condiciones de falta de oxígeno que se producen en suelos encharcados, al poseer canales o zonas de aireación, que facilitan el paso del oxígeno (producido por fotosíntesis) hasta las raíces.



Figura 2.7 Humedal artificial.

Los mecanismos por los que las plantas emergentes contribuyen a la depuración de las aguas residuales se basan en los principios mostrados en la tabla 2.9.

Tabla 2.9 Mecanismos de eliminación en humedales artificiales.

Eliminación de sólidos en suspensión	Tiene lugar por fenómenos de filtración a través del conjunto que forman el sustrato (sobre el que crecen las plantas) y las raíces.
Eliminación de materia orgánica	Se basa en la acción de microorganismos (principalmente bacterias). Las plantas actúan como sistema de aireación, suministrando, a través de sus raíces, el oxígeno necesario para las bacterias que viven en el sustrato, responsables de la degradación aerobia de la materia orgánica.
Eliminación de nitrógeno	<ul style="list-style-type: none"> - Absorción directa por las plantas. - Nitrificación-desnitrificación, favorecidos por la existencia de zonas aerobias y anaerobias
Eliminación de fósforo	<ul style="list-style-type: none"> - Absorción directa por las plantas. - Fenómenos de adsorción sobre los componentes del suelo.
Eliminación de patógenos	<ul style="list-style-type: none"> - La adsorción sobre el sustrato. - La toxicidad que sobre los organismos patógenos ejercen los antibióticos producidos por las raíces de las plantas. - La acción depredadora de bacteriófagos y protozoos.

Dentro de los humedales artificiales se distinguen tres modalidades principales:

- Humedales artificiales de flujo libre
- Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal
- Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical

- Humedales artificiales de flujo libre.

Este tipo de humedales, que se puede emplear tanto como tratamiento secundario como tratamiento avanzado de las aguas residuales, consta de un conjunto de balsas o canales paralelos, con vegetación emergente (aneas, carrizos, juncias, juncos, etc.) y niveles de agua poco profundos (0,1-0,6 m).

Generalmente, se alimentan de forma continua con agua residual pretratada, depurándose las aguas en su tránsito a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente implantada, tal como muestra la figura 2.8.

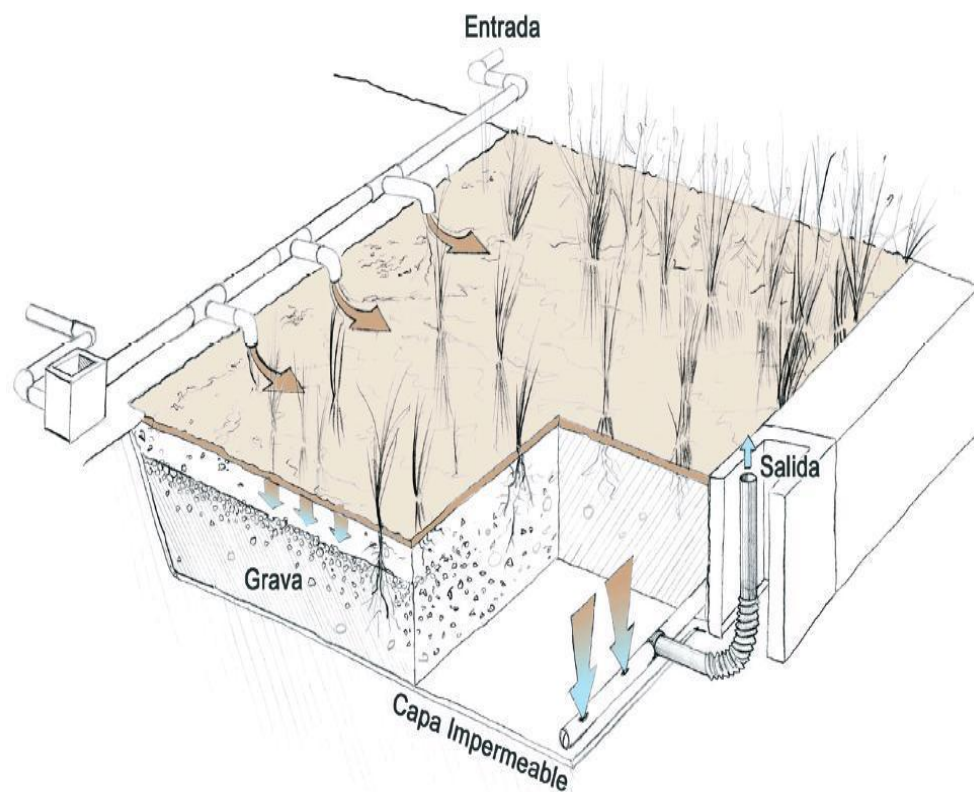


Figura 2.8 Humedal artificial de flujo libre

- Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal.

En este tipo de humedales (que también puede emplearse como tratamiento secundario o avanzado), el agua residual pretratada fluye a través de un medio poroso (arena, grava), confinado en un canal impermeable, y en el que se implanta vegetación emergente, generalmente carrizo. El sentido de flujo es horizontal como se muestra en la figura 2.9.

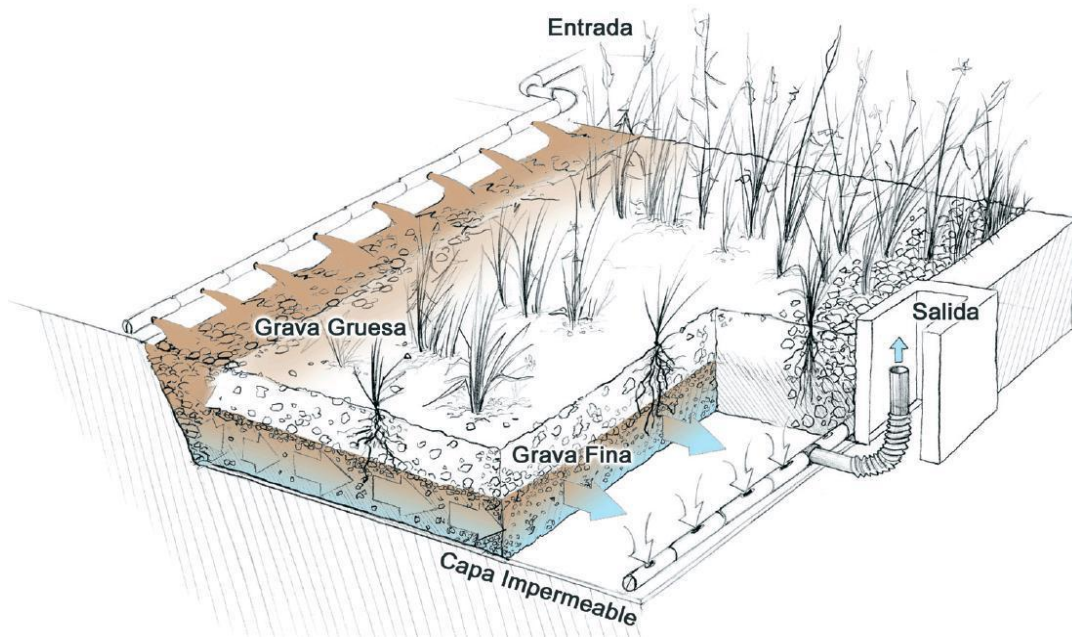


Figura 2.9 Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.

- Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical.

En este tipo de humedales, las aguas residuales, generalmente procedentes de un tanque Imhoff o fosa séptica, se alimentan superficialmente.

Las aguas percolan verticalmente a través de un sustrato inerte (arenas, gravas), y se recogen en una red de drenaje situada en el fondo del humedal, que conecta con chimeneas de aireación.

La alimentación al humedal se efectúa de forma intermitente, para preservar al máximo las condiciones aerobias, el funcionamiento de este humedal se muestra en la figura 2.10.

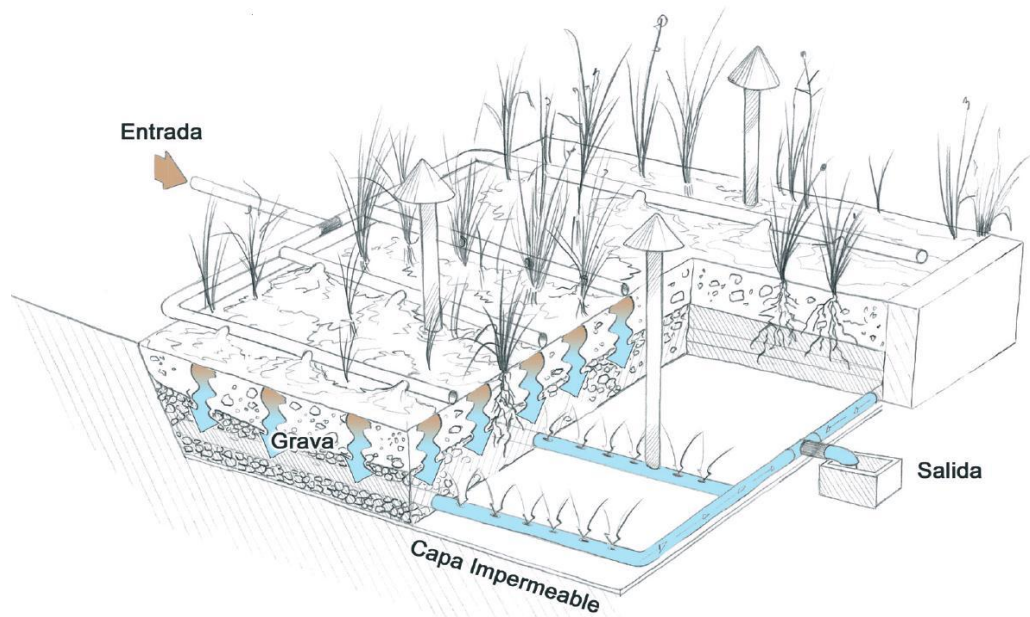


Figura 2.10 Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical

Estos sistemas de depuración natural presentan ventajas e inconvenientes como se muestran en la tabla 2.10.

Tabla 2.10 Ventajas e inconvenientes de los humedales artificiales

Ventajas	Inconvenientes
Sencillez operativa, al limitarse labores de explotación a la retirada de residuos del pretratamiento y al corte de vegetación.	Mayor superficie de terreno para su implantación que las tecnologías convencionales de depuración.
Inexistencia de averías al carecer de equipos mecánicos.	Generación de lodos en el tratamiento primario y se emplean tanques Imhoff, retirada lodos se espacia en el tiempo.
El sistema puede operar sin ningún consumo energético.	
El agua residual llega por gravedad a la estación de tratamiento.	
En el caso de los humedales de flujo subsuperficial se evita el contacto de personas con las aguas residuales.	

El influente que se aplica a los humedales artificiales se somete, generalmente, a un pretratamiento (rejas de desbaste y desengrasado) y un tratamiento primario (habitualmente en tanques Imhoff). Los requisitos de superficie para su implantación, relativamente altos, limita el rango de aplicación a las pequeñas comunidades, el rendimiento de eliminación que se consigue con este sistema se muestra en tabla 2.11.

Tabla 2.11 Parámetros de eliminación de humedales artificiales.

Parámetro	Porcentaje de eliminación (%)
Sólidos en suspensión	80 - 90
DBO ₅	80 - 90
N	35 - 50
P	20 - 35
Coliformes fecales	90 - 99

2.3.1.3 Filtros de turba

El sistema de depuración mediante filtros de turba se fundamenta en la filtración de las aguas residuales a través de lechos que emplean turba como material filtrante.

La depuración de las aguas se consigue gracias a la combinación de una serie de acciones:

Acciones físicas: la turba en función de su granulometría y porosidad ejerce una acción de filtro mecánico, reteniendo en los primeros centímetros de espesor la mayor parte de los sólidos en suspensión que no han sido eliminados previamente.

Acciones químicas: basadas fundamentalmente en la elevada capacidad de intercambio iónico de la turba y en las reacciones de oxidación-reducción que tienen lugar a consecuencia de la alternancia encharcamiento-aireación, que se suceden a lo largo de los ciclos operativos.

Acciones biológicas: en la turba se desarrollan diferentes especies de microorganismos, entre los que predominan las bacterias, que intervienen en la descomposición de la materia orgánica aportada por el agua residual y en el reciclaje de los elementos nutritivos.

Los filtros de turba están constituidos por recintos en los que se disponen una serie de capas filtrantes, cuya composición de arriba hacia abajo suele ser: turba, arena, gravilla y grava.

La acción de depuración se realiza en la capa de turba, mientras que el resto de los estratos empleados no tienen más función que retener al inmediato superior. El influente que se aplica a los filtros de turba debe someterse previamente a unos procesos de desbaste y eliminación de grasas.

Para evitar una rápida colmatación de los poros de la turba es conveniente que el influente pase previamente por unos tamices, o bien, sufran una decantación-digestión.

Todas estas operaciones adquieren gran importancia al fundamentarse esta tecnología de depuración en procesos de filtración.

Tras el pretratamiento se efectúa la alimentación de los filtros mediante una serie de tuberías que reparten el agua, de la forma más homogénea posible, sobre la superficie de los lechos de turba.

Los filtros operan de forma secuencial, hallándose unos en funcionamiento y otros en regeneración, modificándose de forma periódica esta situación. La duración de los ciclos operativos oscila entre 10 y 12 días.

Por sus menores requisitos de superficie, en relación con las tecnologías de lagunaje y humedales artificiales, los filtros de turba suelen ser una solución factible donde el terreno escasee o tenga un precio elevado.

El influente tras su paso por la turba, arena, gravilla y grava, es recogido en unos canales o tuberías de drenaje, desde los que se evacuan hasta la obra de salida. (figura 2.11).

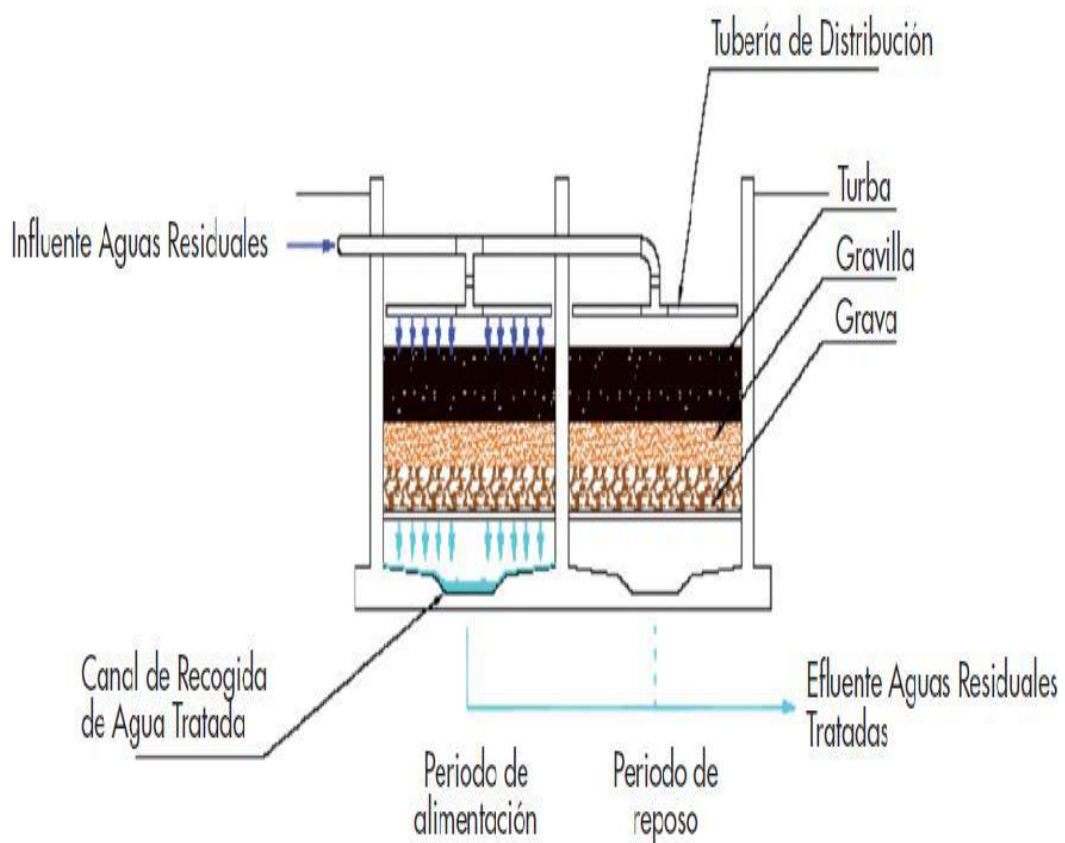


Figura 2.11 Sección transversal de un filtro de turba

No obstante, esta tecnología no debe aplicarse para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las de grandes aglomeraciones, ya que estos casos se incrementan y encarecen, notablemente, las operaciones de explotación y mantenimiento, por ello estos sistemas tienen ventajas e inconvenientes respecto a los otros procesos como se muestra en la tabla 2.12.

Tabla 2.12 Ventajas e inconvenientes de los filtros de turba

Ventajas	Inconvenientes
Sencillez operativa, puesto que explotación y mantenimiento se limitan a la regeneración de lechos agotados, una vez seca la superficie de los mismos se elimina la costra superficial, se cava el filtro y se alisa la superficie, quedando el filtro preparado para el siguiente ciclo.	Dependencia de las condiciones pluviométricas, que inciden sobre los tiempos necesarios para el secado de la costra superficial y, en consecuencia, afectan a la superficie necesaria de los lechos. Una pluviometría muy elevada invalida la implantación.
Inexistencia de averías al carecer de equipos mecánicos.	Mayor necesidad de mano de obra que otras tecnologías no convencionales, al tener que procederse al final de cada ciclo de filtración a la regeneración de los filtros agotados necesidad de proceder a cambiar la turba cada 8-10 años de operación.
El sistema puede operar sin ningún consumo energético si el agua residual llega por gravedad a la estación de tratamiento	
No se producen lodos sino una costra seca fácilmente manipulable	
Capacidad para soportar las oscilaciones de caudal y carga de las aguas a tratar	
Bajos requisitos de terreno para su implantación	

El rendimiento que se consigue con este proceso se muestra en la tabla 2.13.

Tabla 2.13 Rendimiento de eliminación de los filtros de turba.

Parámetro	Porcentaje de eliminación (%)
Sólidos en suspensión	80 - 90
DBO ₅	75 - 85
N	30 - 50
P	15 - 35
Coliformes fecales	90 - 99

2.3.2 Sistemas de depuración convencional

En este apartado se detallan las líneas de funcionamiento y los tipos de depuración convencional.

2.3.2.1 Líneas de funcionamiento en una depuración convencional

En una E.D.A.R convencional se pueden diferenciar varias líneas de funcionamiento dependiendo de los elementos que se vayan a tratar, se pueden diferenciar línea de aguas, línea de fangos y línea de gas.

- **Línea de aguas**

Tiene como objetivo la reducción de la contaminación existente en el agua residual hasta los límites marcados en la legislación vigente y está compuesta de las siguientes etapas:

- **Bombeo y tanque de tormentas**: el agua residual es bombeada en dos etapas, de manera que circule por gravedad por el resto de la planta hasta su vertido final al río. Cuando, con ocasión de lluvias, aumenta el caudal por encima de máximo admisible, se lleva el exceso a un tanque de tormentas, con el fin de almacenar las primeras lluvias, para ser depuradas cuando sea posible.
- **Pretratamiento**: mediante el desbaste del agua, se eliminan los residuos sólidos de mayor tamaño contenidos en el agua. A continuación, después, se extraen las arenas y las grasas.

- Decantación primaria: la materia en suspensión contenida en el agua, se elimina mediante sedimentación en decantadores. Los sólidos eliminados componen el fango primario.
- Tratamiento biológico: la materia orgánica remanente en el agua, así como los nutrientes (nitrógeno y fósforo), son eliminados en un proceso biológico.
- Decantación secundaria: el fango y el agua que componen el licor mezcla de salida del tratamiento biológico son separados en unos decantadores, mediante la sedimentación del fango en el fondo de los mismos. Por su parte, el agua clarificada rebosa por el perímetro de los decantadores. El fango se extrae de forma continua, recirculándose una parte al tratamiento biológico, y enviando la otra a línea de fangos.

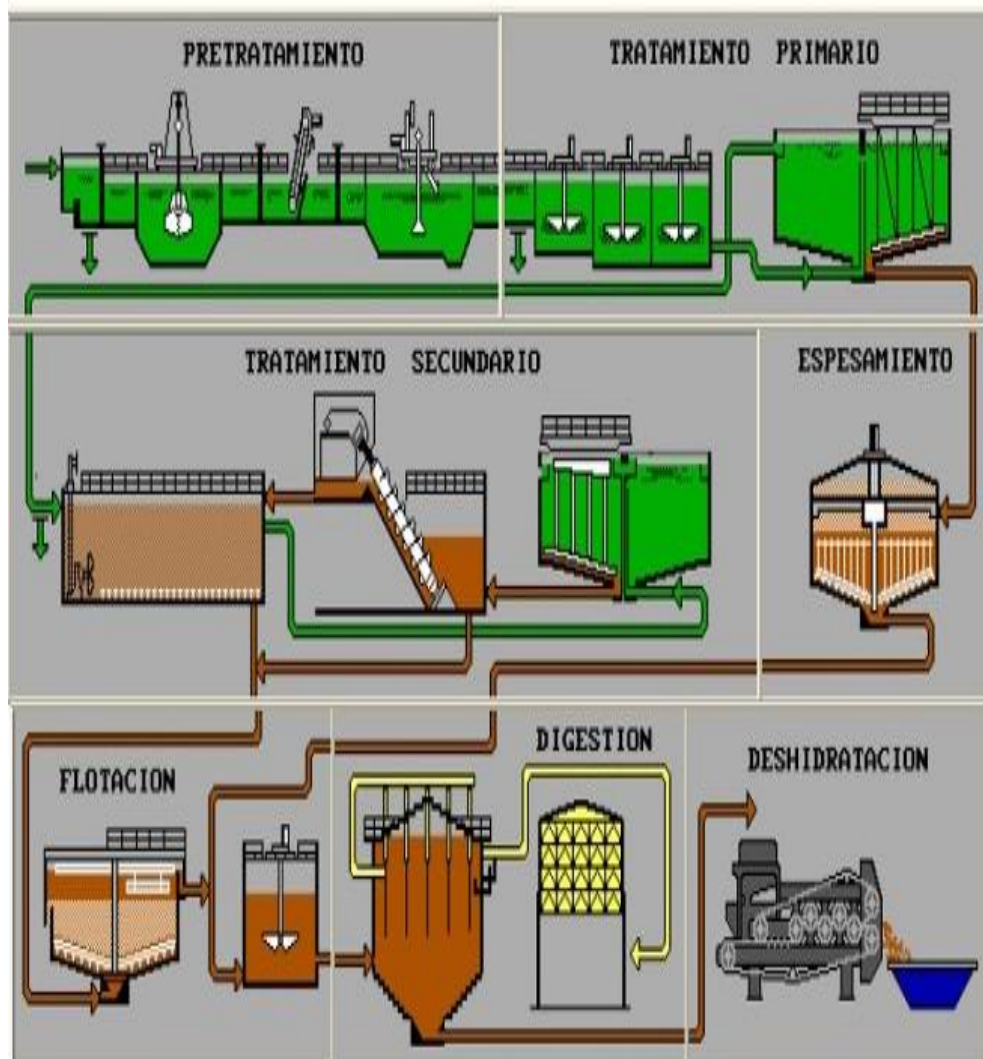


Figura 2.12 Proceso de la línea de aguas

- **Línea de fangos**

El fango primario generado en la etapa de decantación primaria y el fango biológico en exceso, son tratados en las siguientes etapas:

- Espesamiento: mediante la utilización de centrífugas, se elimina gran parte del agua contenido en los fangos, reduciendo considerablemente el volumen de los mismos.
- Digestión anaerobia: los fangos espesados se someten a un proceso biológico en ausencia de oxígeno, a una temperatura de 35°C, mediante el cual la mitad de la materia orgánica que contienen se transforma en biogás.
- Deshidratación: los fangos digeridos se deshidratan mediante centrífugas, obteniéndose más de un 22% de sequedad.
- Secado térmico: esta etapa tiene como objetivo la evaporación de la mayor parte del agua contenido en el fango, consiguiendo más de un 93% de sequedad. Para ello, el fango es introducido en un horno en contacto con aire caliente, que cede el calor necesario para la evaporación del agua. El fango es almacenado en un silo y es entregado para su aplicación a agricultura.

- **Línea de gas**

El biogás producido en la digestión anaerobia de los fangos es almacenado en dos gasómetros de doble membrana. Al estar compuesto principalmente por gas metano, es utilizado como combustible, junto con gas natural, en tres motogeneradores.

La energía producida es suficiente para cubrir más del 100% de la demanda eléctrica de la E.D.A.R.

Por otro lado, los gases de escape de los motores proporcionan el calor necesario para calentar el aire empleado en el secado térmico, mientras que la energía calorífica de los circuitos de refrigeración de los motores es utilizada para el calentamiento de los fangos a digestión.

2.3.2.2 Tratamientos secundarios en una depuradora convencional

Como tratamientos secundarios destacan varios tipos los cuales se estudian a continuación, como los fangos o lodos activados, los lechos bacterianos y los contactores biológicos rotativos.

- **Fangos activos**

La depuración biológica por fangos activos o lodos activados es un proceso biológico empleado en el tratamiento de aguas residuales convencional, que consiste en el desarrollo de un cultivo bacteriano disperso en forma de flóculo en un depósito agitado, aireado y alimentado con el agua residual, que es capaz de metabolizar como nutrientes los contaminantes biológicos presentes en esa agua.

La agitación evita sedimentos y homogeniza la mezcla de los flóculos bacterianos con el agua residual.

La aireación requerida tiene por objeto suministrar el oxígeno necesario tanto para las bacterias como para el resto de los microorganismos aerobios. El oxígeno puede provenir del aire, de un gas enriquecido en oxígeno o de oxígeno puro.

Este proceso puede ser considerado como de un proceso de autodepuración acelerada, reforzada y controlada artificialmente.

Los fenómenos que se presentan son exactamente los mismos que en los ríos o lagos naturales, pero en las balsas de aireación los organismos se agrupan apretadamente en un espacio reducido y en gran número.

El proceso de depuración se lleva a cabo por los microorganismos, que se desarrollan sobre la materia orgánica, y con la presencia requerida de nutrientes (nitrógeno y fósforo, así como otros oligoelementos).

Este proceso biológico requiere de una cantidad determinada de materia orgánica, ya que cantidades excesivas de estos compuestos orgánicos, metales pesados y/o sales pueden inhibirlo o destruirlo; y cantidades reducidas de nutrientes pueden no ser suficientes para mantener el proceso.



Figura 2.13 Fangos activos en decantación secundaria.

Un proceso biológico de fangos activos se desarrolla habitualmente en dos cámaras separadas:

- Un reactor biológico, tanque agitado, aireado y alimentado con el agua residual, en el que se produce la parte biológica del proceso.
- Un decantador secundario, tanque en el que sedimenta el fango producido, que es recirculado a la cabecera del tratamiento, y purgada para su eliminación la cantidad producida en exceso.

Estos procesos pueden desarrollarse en un único depósito, actuando alternativamente como reactor y como decantador.

Los sistemas de lodo mecánicamente eliminar los sólidos y sedimentos destructiva de su barro, lo que resulta en la retención de líquidos, reducir el desgaste en el equipo, la agitación de barro más eficiente, el mantenimiento de limpieza eficiente, y un ambiente de trabajo más seguro.

En la tabla 2.14 se muestran las ventajas e inconvenientes de los lodos activos.

Tabla 2.14 Ventajas e inconvenientes de los lodos activos

Ventajas	Inconvenientes
Flexibilidad de operación a través de un control racional de la biomasa presente en el proceso.	Requiere mayor sofisticación y mantenimiento.
Alta eficiencia de remoción de carga orgánica sustancialmente más alta.	Dependencia de la temperatura del efluente a tratar y condiciones de entrada como pH y presencia de compuestos tóxicos.
Minimización de olores y ausencia de insectos.	Riesgo de taponamiento de los dispositivos de aireación durante ciclos operativos específicos.
Puede incorporar desnitrificación al proceso.	Requiere de control permanente, tanto operativo como de análisis de laboratorio.
Los lodos generados son altamente mineralizados por lo que no requieren de tratamiento posterior.	Altos costos de operación, asociados a los requerimientos de oxígeno.
Generación de lodos secundarios que al igual que pueden ser aprovechados como fertilizantes, mejoradores de suelo y obtención de biogás.	Bajo abatimiento bacteriológico, con la consecuente necesidad de efectuar desinfección final al efluente.

Los rendimientos de eliminación que se consiguen con este proceso se muestran en la tabla 2.15.

Tabla 2.15 Rendimientos obtenidos en los fangos activos.

Parámetro	Porcentaje de eliminación (%)
Sólidos en suspensión	85 - 95
DBO ₅	90 - 95
N	10- 30 Tratamiento secundario 70-90 Incluyendo desnitrificación
P	10 – 25 Tratamiento secundario 70-90 Incluyendo remoción adicional de P y N
Coliformes fecales	60 - 90

- **Lechos bacterianos**

Los lechos bacterianos, conocidos también como filtros percoladores, constan de una cuba o depósito donde se ubica un relleno de gran superficie específica.

El agua residual, previamente decantada, se distribuye homogéneamente por la parte superior del relleno y, por goteo, atraviesa el material de relleno.

Paulatinamente, y de forma natural, sobre la superficie del relleno se va desarrollando una película biológica (“biofilm”). En el discurrir del agua a través del relleno, la materia orgánica presente en la misma se absorbe sobre la película biológica, degradándose en sus zonas externas.

A partir de un determinado espesor del “biofilm”, este pierde su capacidad de adherirse al material soporte. Bajo estas condiciones, el agua circulante arrastra la película, comenzando en esta zona la formación de un nuevo “biofilm”, con los que se autorregula el espesor de la biopelícula.

La ventilación del lecho puede ser natural o forzada. La primera (la más frecuente) se produce por el efecto de diferencia de temperatura entre el interior y el exterior del lecho y la segunda mediante equipos mecánicos.

Los tratamientos previos (desbaste, desarenado, desengrasado) y primarios (decantación) son similares, si bien, en las pequeñas instalaciones se puede sustituir el tratamiento primario por sistemas de tamizado, tanques Imhoff o lagunas anaerobias.



Figura 2.14 Lecho bacteriano.

Tras el pretratamiento y tratamiento primario, las aguas ingresan en los lechos por su parte superior, percolan a través del relleno, donde tiene lugar la depuración y salen por la parte inferior. Las aguas depuradas y la biomasa desprendida del soporte, pasan a la etapa de decantación, en la que, por gravedad, se procede a su separación.

Las aguas depuradas constituyen el efluente final del proceso, mientras que la biomasa decantada da lugar a los lodos, que precisan ser estabilizados y deshidratados, como pasos previos a su disposición.

La tecnología de lechos bacterianos, frente a los tratamientos de depuración naturales, presenta las ventajas e inconvenientes mostradas en la tabla 2.16.

Tabla 2.16 Ventajas e inconvenientes de los lechos bacterianos.

Ventajas	Inconvenientes
Menor consumo de energía.	Costes de instalación elevados.
No precisa de un control del nivel de oxígeno disuelto ni de sólidos en suspensión en el reactor biológico.	Generación de lodos en el proceso.
No se forman aerosoles, con lo cual se evita la inhalación de microgotas de agua por parte de los operarios.	Mayores consumos energéticos y una mayor complejidad de explotación y mantenimiento.
Bajo nivel de ruidos por la escasa potencia instalada.	
Con relación a los contactores biológicos rotativos, presentan menores requisitos energéticos.	
Con relación a las tecnologías no convencionales presentan menores requisitos de superficie para su implantación.	

Los rendimientos de eliminación que se consiguen con este proceso se muestran en la tabla 2.17.

Tabla 2.17 Rendimientos obtenidos en los lechos bacterianos.

Parámetro	Porcentaje de eliminación (%)
Sólidos en suspensión	80 - 90
DBO ₅	80 - 90
N	20- 35
P	10 - 35
Coliformes fecales	80 - 90

- **Contactores biológicos rotativos**

Los contactores biológicos rotativos (CBR) son sistemas de tratamiento de las aguas residuales en los que los microorganismos responsables de la degradación de la materia orgánica se hallan adheridos a un material soporte, que gira semisumergido en el agua a depurar (véase figura 2.15).

Al girar lentamente, el soporte expone su superficie alternativamente al agua y al aire. Sobre el soporte se desarrolla, de forma natural y gradualmente, una película de biomasa bacteriana que emplea como sustrato la materia orgánica soluble presente en el agua residual y que toma el oxígeno necesario para su respiración del aire atmosférico, durante la fase de emersión.

El crecimiento de la película continúa hasta que llega un momento en que su espesor es tal, que se ve muy dificultada la difusión de oxígeno hasta las capas bacterianas más profundas. En estas condiciones el esfuerzo cortante, producido por la rotación del soporte en el seno del líquido, es suficiente para producir su desprendimiento.

Una vez desprendida la porción de película bacteriana comienza en ese lugar el crecimiento de nueva biomasa, y así indefinidamente, regulándose el espesor de la biopelícula de forma natural.

La biomasa desprendida se separa del efluente depurado en la etapa de decantación, que sigue al tratamiento biológico.



Figura 2.15 Contactores biológicos rotativos.

Dentro de los CBR cabe distinguir entre biodiscos y biocilindros. En los biodiscos el soporte para la fijación bacteriana está constituido por un conjunto de discos de material plástico de 2 a 4 m de diámetro. Los discos se mantienen paralelos y a corta distancia entre ellos gracias a un eje central que pasa a través de sus centros.

Los biocilindros constituyen una modificación del sistema de biodiscos, en ellos el rotor es una jaula cilíndrica perforada, que alberga en su interior un relleno de material plástico, al que se fija la biomasa bacteriana.

Al igual que para lechos bacterianos, los tratamientos previos son desbaste, desarenado, desengrasado, y los primarios, la decantación, si bien, en las pequeñas instalaciones se puede sustituir el tratamiento primario por sistemas de tamizado, tanques Imhoff o lagunas anaerobias.

Tras el pretratamiento y el tratamiento primario, las aguas ingresan en las cubas que albergan a los contactores. Tras un tiempo de permanencia, las aguas depuradas y la biomasa desprendida del soporte, pasan a la etapa de decantación, en la que, por gravedad, se procede a la separación de ambas.

Las aguas depuradas constituyen el efluente final del proceso, mientras que la biomasa decantada da lugar a los lodos, que precisan ser estabilizados y deshidratados, como pasos previos a su disposición. Los CBR operan bajo cubierta para evitar daños en la biomasa por la acción de los agentes meteorológicos.

Dados los bajos requisitos de superficie que precisan los CBR para su implantación, se elección se justifica cuando sean escasas la disponibilidades de terreno o el precio del mismo sea elevado. Al trabajar cubiertos pueden operar en climas fríos, donde las otras tecnologías tienen problemas por la baja actividad bacteriana que se genera en esa situación.

Este proceso, frente a los tratamientos de depuración naturales, presenta las ventajas e inconvenientes mostrados en la tabla 2.18.

Tabla 2.18 Ventajas e inconvenientes de los contactores biológicos rotativos.

Ventajas	Inconvenientes
Menor consumo de energía, no es necesario recircular fangos del decantador secundario a la zona biológica.	Costes de instalación, explotación y mantenimiento elevados.
Mejor comportamiento ante la presencia de tóxicos. No precisa de un control del nivel de oxígeno disuelto ni de sólidos en suspensión en el reactor biológico.	Generación de lodos en el proceso, que deben ser estabilizados antes de su vertido.
Facilidad de construcción gradual.	Mayores consumos energéticos.
No se forman aerosoles.	
Menores requisitos de superficie para su implantación	

Los rendimientos de eliminación que se consiguen con este proceso se muestran en la tabla 2.19.

Tabla 2.19 Rendimientos obtenidos en los contactores biológicos rotativos.

Parámetro	Porcentaje de eliminación (%)
Sólidos en suspensión	80 - 90
DBO ₅	80 - 90
N	20 - 35
P	10 - 30
Coliformes fecales	80 - 90

2.3.3 Comparativa entre los tratamientos convencionales y naturales

En la tabla 2.20 se exponen las ventajas e inconvenientes de los procesos de depuración natural, mientras que en la tabla 2.21 se muestran para los sistemas convencionales. Estas ventajas e inconvenientes se compararán para así obtener la correcta elección del método a seguir para el municipio de Fontellas.

Tabla 2.20 *Ventajas e inconvenientes de un sistema de depuración natural.*

Ventajas	Inconvenientes
Respuesta eficaz ante variaciones de caudal (compensan el aumento de caudal con un aumento en los tiempos de retención).	Se necesita mucho terreno ya que es un sistema extensivo.
Carece de equipos mecánicos (consumo energético muy pequeño).	Los tiempos de retención son elevados.
No necesita mano de obra cualificada.	
Generación de lodos escasa.	

Tabla 2.21 *Ventajas e inconvenientes de un sistema de depuración convencional.*

Ventajas	Inconvenientes
Necesitan poca superficie.	Alto grado de tecnificación.
Tiempos de retención muy pequeños.	Necesitan operarios para su explotación y mantenimiento.
	Consumo energético elevado.

Una vez expuestas las ventajas e inconvenientes de ambos sistemas se llega a la conclusión que para ser implantada en un medio rural y según las condiciones que se requieren es más adecuado un sistema de depuración natural, ya que son más apropiados para medios rurales, debido a que su coste económico de mantenimiento es mínimo, no se necesita mano de obra cualificada y su gasto energético es muy reducido con lo cual es el método que mejor se adapta al proyecto a diseñar.

2.3.4 Elección del sistema de depuración

El Anexo I del Real Decreto-ley 11/1995 de 28 de diciembre, establece sobre depuración de aguas residuales urbanas unos límites de vertido de DBO₅, DQO y sólidos en suspensión (SS) que el sistema de depuración debe cumplir como se muestra en la tabla 2.22.

Tabla 2.22 Límites de vertido según la normativa actual vigente

CONTAMINANTE	LÍMITES DE VERTIDO
DBO ₅	25 mg/l O ₂
DQO	125 mg/l O ₂
SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	60 mg/l

Según las especificaciones tecnológicas todos los SDN expuestos anteriormente cumplen la normativa vigente sobre reducción de DBO₅, DQO y SS.

A la hora de elección del sistema hay que tener en cuenta también la generación de lodos, gasto energético y respuesta ante una variación de caudal. En la tabla 2.23 se muestran los sistemas que generan o no lodos.

Tabla 2.23 Sistemas que generan o no lodos.

Cumplen	No cumplen
En el <u>lagunaje</u> la generación de lodos es escasa y los lodos generados son fácilmente manejables, además los lodos producidos pueden ser utilizados directamente como abono, sin ningún tipo de tratamiento previo.	Tanto <u>filtros de turba</u> como <u>humedales artificiales</u> generarían lodos en el proceso primario, que habría que tratar previamente para poder manejarlos y evacuarlos, lo que implicaría un coste adicional con la consiguiente inversión de la infraestructura para el tratamiento de los lodos.

El lagunaje es un sistema de depuración natural que genera lodos fácilmente aunque escasos y se pueden reutilizar.

Es importante que se generen lodos ya que la composición de estos, aunque variable, les convierte en una fuente de materia orgánica y de elementos fertilizantes para su utilización en la actividad agraria, que resulta ser la vía más adecuada para su eliminación, al permitir su incorporación a los ciclos naturales de la materia y la energía. Se produce así un doble beneficio, ambiental y agrario. Una vez visto que se generan lodos se va a comparar el gasto energético de los distintos sistemas como muestra la tabla 2.25.

Tabla 2.25 Comparativa de sistemas frente al gasto energético.

Cumplen
<u>Humedales artificiales</u> , <u>lagunaje</u> o <u>filtros de turba</u> son SDN que no requieren de gasto energético o este gasto es mínimo.

El lagunaje además, es un SDN que tendría una respuesta eficaz ante variaciones del caudal.

Conclusión:

El lagunaje es el SDN que mejor se adapta a este proyecto, ya que se cumplen los requisitos necesarios (generación lodos, gasto energético mínimo, respuesta variación caudal) y además se estudiará la viabilidad de obtención de un beneficio económico añadido si se comercializaran los lodos como abono para uso agrícola. Las características del proyecto a diseñar en la localidad de Fontellas son:

- Población pequeña (población real alrededor de los 933 habitantes).
- Disponibilidad terreno (se dispone una superficie de al menos 6,5 m²/hab).
- No hay temperaturas extremas (tabla 2.2).
- Alto rendimiento en la reducción de DBO₅.
- Permite regular y almacenar agua agrícolamente apta para el riego.
- La retirada de fangos se realiza cada 5-10 años, dependiendo del agua residual. (Se usará como abono).
- Bajo costo inicial en comparación con otras alternativas.
- Bajo costo de operación y mantenimiento.

2.4 Lagunas

En este apartado se van a detallar los métodos para el diseño de las lagunas y como se llevaría a cabo la ejecución de la obra.

2.4.1 Lagunas facultativas

Debido a que la laguna facultativa es la unidad principal de un sistema de lagunaje, se han desarrollado por diversos autores o instituciones una gran diversidad de métodos para su diseño, los cuales se basan en que la degradación de la materia orgánica sigue una cinética de primer orden. La gran variedad de métodos indica que ninguno de ellos puede aplicarse sin realizar previamente algún tipo de restricción. Cada método permite calcular distintos parámetros, según los cuales se clasifican estos métodos en:

- Métodos para calcular el área.
- Métodos para calcular la carga superficial máxima.
- Métodos para calcular la DBO a la salida.
- Métodos para calcular tiempo de retención.

2.4.1.1 Métodos para calcular el área

A continuación se exponen los diferentes métodos para hallar el área necesaria de una laguna facultativa.

• MÉTODO DEL BANCO MUNDIAL

Mediante este método el área necesaria de una laguna facultativa se calcula mediante la ecuación 2.2.

$$A = \frac{10 \cdot Sa \cdot Q}{\lambda_5} \quad (2.2)$$

A: área de la laguna facultativa en m².

Sa: caudal del influente en mg DBO₅ /l.

Q: caudal de influente en m³ /día.

λ₅: ratio de carga Kg DBO₅/ ha. día.

$$\lambda_5 = 20T - 60 \quad (2.3)$$

T: temperatura mensual media mínima °C.

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.

2.4.1.2 Métodos para calcular la carga superficial máxima.

A continuación se exponen los métodos para hallar la carga superficial máxima.

- **MÉTODO DE McGRARRY-PESCOD**

Indica que la carga superficial máxima aplicable a una laguna facultativa, se relaciona con la temperatura mensual media del aire en la forma de la ecuación 2.4.

$$C_s \text{ (Kg DBO}_5\text{/ ha.día)} = 11.2 (1.054)^T \quad (2.4)$$

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:

$$C_s = 20T - 120 \quad (2.5)$$

En ambas ecuaciones C_s viene expresado en kg DBO₅/ha·día, siendo la carga superficial máxima.

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.

- MÉTODO DE McGRARRY-PESCOD MODIFICADO (MARA, 1976)

Puesto que la carga admisible máxima aumenta con la temperatura, en el diseño se utiliza la aproximación más conservativa, para la cual se toma la temperatura media del mes más frío. Sin embargo, la carga máxima admisible calculada de esta forma daría lugar a una laguna que estaría en el límite de lo tolerable al menos durante un mes al año. Para evitar anaerobiosis es necesario introducir un factor de seguridad (Mara, 1976), con lo que la ecuación 2.4 se modificaría en la ecuación 2.6.

$$C_s \text{ (Kg DBO}_5\text{/ ha.día)} = 7.5 (1.054)^T \quad (2.6)$$

C_s viene expresado en kg DBO₅/ha·día, siendo la carga superficial máxima.

Mara recomienda que la carga volumétrica no pase de 400 kg DBO/1000m³ día a fin de evitar el riesgo de desarrollo de olores.

- MÉTODO DE GLOYNA

Este método se desarrolló a partir de numerosos experimentos en lagunas y ensayos de laboratorio. Este autor recomienda utilizar como variable de diseño la demanda bioquímica de oxígeno a tiempo infinito o la demanda química de oxígeno, justificando esta elección en los elevados tiempos de retención en las lagunas facultativas.

Sin embargo, la DBO₅ se puede utilizar en el caso de efluentes pretratados, como sería el caso cuando se cuenta con una primera etapa en lagunas anaerobias. Para aguas residuales urbanas no tratadas, la demanda bioquímica a tiempo infinito varía entre 1,1 · DBO₅ y 1,7 · DBO₅ (Gloyna, 1973).

La ecuación de diseño es la mostrada en la ecuación 2.7.

$$V = 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot Q \cdot S_a \cdot \theta^{(35-T)} \cdot f \cdot f' \quad (2.7)$$

V: volumen de la laguna, m³.

Q: caudal de influente, l/día.

S_a: DBO en el influente, mg/l.

θ : factor de Arrhenius (1,085).

T: temperatura mes mas frío, °C.

f: factor de toxicidad para las algas = 1 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.

La carga volumétrica recomendada para este método es de 125 g DBO₅/m³ día.

- MÉTODO DE HERMANN Y GLOYNA

Describe el comportamiento de las lagunas facultativas en base a la teoría cinética.

Supone mezcla completa.

$$C_s = \frac{(Q \cdot S_a) \cdot 0,001}{A} \quad (2.8)$$

$$R = 7.0 \cdot 1,085^{35-T}$$

C_s: Carga superficial (kg/ha día)

S_a: DBO en el influente, mg/l.

Q: Caudal del influente m³/día.

A: Área (ha).

R: Tiempo de retención en días.

Con este método es posible esperar una eficiencia de remoción de materia orgánica medida como DBO del 60 al 90 %.

2.4.1.3 Métodos para calcular la DBO a la salida.

A continuación se exponen los distintos métodos para hallar la DBO a la salida de las lagunas.

- MÉTODO DE MARAIS- SHAW

Propusieron un modelo cinético en el cual cada laguna es considerada individualmente, aun cuando sea parte de un sistema de lagunas y cada laguna es un reactor de mezcla completa y flujo continuo, según la ecuación 2.9. Este modelo se ha utilizado en la mayoría de sistemas lagunares del estado.

$$S = \frac{S_a}{(1+K_T R)} \quad (2.9)$$

$$K_T = 1.2 * 1,085^{T-35}$$

S: DBO en el efluente, g/m³.

Sa: DBO en el influente, g/m³.

T: temperatura mes mas frío, °C.

R: Tiempo de retención en días.

K_T: Constante de degradación de DBO en l/día.

Para este método se recomienda un periodo de retención mínimo de 7 días.

- MÉTODO SUDAFICANO

Mediante este método el DBO de salida se calcula mediante la ecuación 2.10.

$$S = \frac{600}{(0.18 \cdot d + 8)} \quad (2.10)$$

S: DBO de efluente, mg/l.

d: profundidad, m.

- MÉTODO DE THIRUMURTHI (1974)

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, cuyo valor va desde cero para condiciones de flujo pistón, a infinito para sistemas de mezcla completa. La expresión correspondiente se muestra en la ecuación 2.11.

$$\frac{S}{S_a} = e^{-K_T} \quad (2.11)$$

S_a: DBO de influente, mg/l.

S: DBO₅ de efluente, mg/l.

K_T: Constante de degradación de DBO en l/día.

- MÉTODO BASADO EN LA CARGA POR UNIDAD DE SUPERFICIE

Los datos experimentales indican que pueden generalizarse determinados valores de carga orgánica, en función de la superficie y del tiempo atmosférico según se recoge en la tabla 2.26.

Tabla 2.26 Carga de superficie, densidad de población y condiciones ambientales.

Carga de superficie Kg DBO₅/ha.día	Habitantes por ha	Tiempo de retención (días)	Condiciones ambientales
Menos de 10	< 200	> 200	Zonas muy frías
10-50	200-1000	200-100	Clima estacional
50-150	1000-3000	100-33	Clima entre templado y semi-tropical.
150-300	3000-7000	33-17	Clima tropical

2.4.1.4 Métodos para calcular el tiempo de retención.

A continuación se muestran los métodos para hallar el tiempo de retención necesario en las lagunas.

- MÉTODO DE RINGUELET

Mediante este método el tiempo de retención se calcula mediante la ecuación 2.12.

$$R = \frac{1}{K} \cdot \frac{S_a}{S} - 1 \quad (2.12)$$

Sa: DBO de influente, mg/l.

S: DBO₅ de efluente, mg/l.

K: constante.

R: tiempo de retención.

- MÉTODO DE UHLMANN (1979)

Adopta el modelo de tanques en mezcla completa en serie para describir el flujo en las lagunas, junto a la hipótesis de régimen estacionario y cinética de primer orden. La expresión se muestra en la ecuación 2.13.

$$k = \frac{R^J}{G} \quad (2.13)$$

Donde:

$$G = (0.327 + (10.277/T) + 1/(Cs(0.25 + 0.476/T)))$$

$$J = -1/(1.391 + 1.304/T + (0.061 + 0.05T)/Cs)$$

R: tiempo de retención hidráulico, días;

T: temperatura, °C;

Cs: carga orgánica volumétrica, g DBO₅/m³ · día;

K: constante cinética de primer orden, (días)⁻¹.

2.4.2 Lagunas aerobias o de maduración

En estas lagunas se supone que toda la masa de agua está en condiciones aerobias. Son tanques de poca profundidad (0.3-1.2 m) con una producción máxima de algas. Se diseñan fundamentalmente para eliminar patógenos.

La ecuación que se recomienda más a menudo para el diseño de lagunas de maduración se basa en suponer una cinética de eliminación de patógenos de primer orden, así como un régimen de flujo en mezcla completa en la laguna. En estas condiciones, la ecuación de diseño es la ecuación 2.14, (MARA, 1976).

$$N_e = \frac{N_i}{1 + K_b R} \quad (2.14)$$

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.

Si se desea construir varias lagunas de maduración en serie, la ecuación de diseño sería la mostrada en la ecuación 2.15.

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + K_b R_1)(1 + K_b R_2) \dots (1 + K_b R_n)} \quad (2.15)$$

R_n : tiempo de retención en la laguna n.

La constante de velocidad K_b depende de la temperatura, según la siguiente ecuación 2.16.

$$K_b = K_{20} \theta^{(T-20)} \quad (2.16)$$

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

θ : coeficiente de temperatura, 1.19 adimensional.

2.4.3 Ejecución de la obra

Una buena distribución de los diferentes elementos que componen el lagunaje es fundamental. La zona inicial, donde se encuentra el afluente del filtro biológico, debe estar bien soleada, mientras que la zona final es mejor que se encuentre sombreada, con grandes árboles en su entorno.

En la primera zona los desniveles deben ser muy suaves, creciendo paulatinamente, a medida que se acerque al centro y al final. En el centro es conveniente ubicar un islote con mucha masa vegetal, para cobijo de animales.

El sistema de lagunaje debe estar dotado de un sobrante, por seguridad, canalizado adecuadamente en función de su posible uso.

Las diferentes plantas a utilizar en el lagunaje dependen del lugar y la climatología. Entre las plantas más utilizadas cabe destacar las marginales, como el cálamó aromático, junco, espadaña, junco enano, lacustre, becabunga, salicaria, ranúnculo acuático, platamaria, cárex; y las plantas de fondo, como el ceratófilo, lelodea, lenteja acuática, platamaria, mirófilo espigado, nenúfares, ninfeas, ranúnculo lengua, sagitaria.



Figura 2.16 Laguna.

En cuanto al revestimiento de las lagunas, su aplicación aumenta considerablemente el costo y, por esta razón, sólo se debe utilizar en circunstancias en que no pueda evitarse, por ejemplo la impermeabilización del fondo.

Si la tierra es muy permeable teóricamente puede suceder que la laguna nunca complete su llenado debido a la infiltración a través del fondo. En este caso, el nivel del agua se mantiene en un punto donde la carga estática, encima del fondo, es suficiente para lograr la entrada del fluido en la tierra porosa subyacente.

En la práctica, esta situación se supera con facilidad durante la puesta en marcha de las lagunas anaeróbicas o primarias.

La retención se torna más difícil en el caso de lagunas secundarias o de maduración por la naturaleza de los sólidos suspendidos presentes en las aguas residuales tratadas.

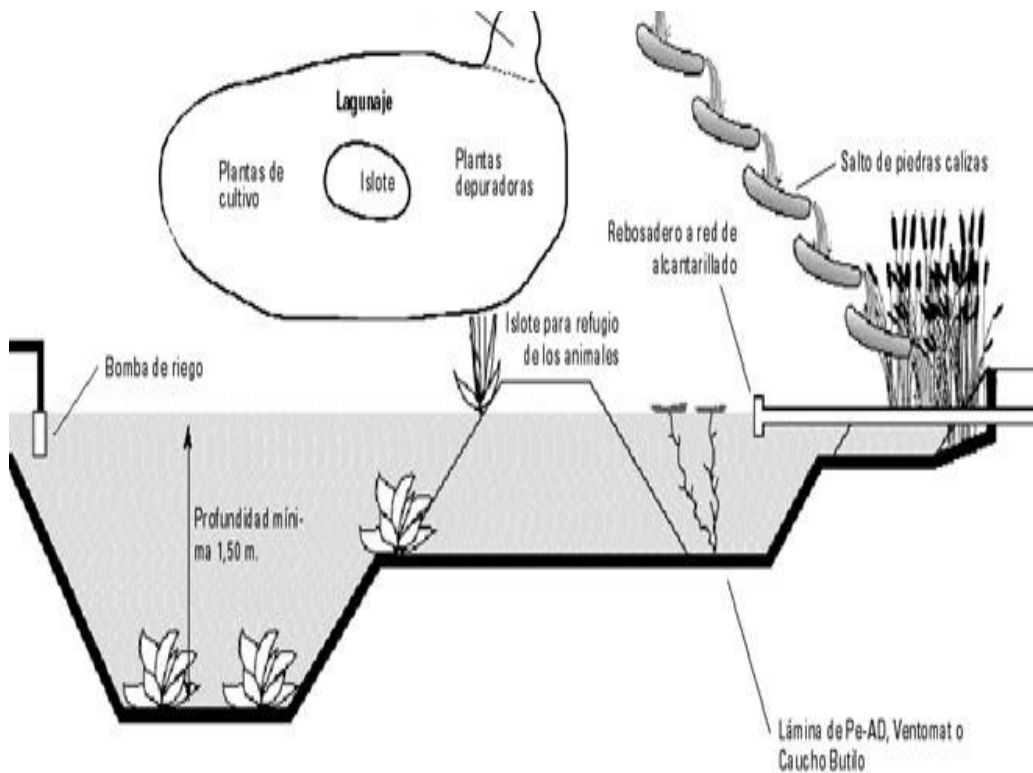


Figura 2.17 Diseño de lagunaje.

Hay tres materiales posibles para la impermeabilización del fondo, como son la arcilla, el plástico y el suelo-cemento.

- Arcilla

Si se decide construir una laguna en tierra relativamente porosa, la superficie de la unidad debe ser hecha impermeable por medio de una capa compacta de 0.10 m de tierra arcillosa transportada de un sitio cercano (a primera vista no parece mucho, pero una hectárea requiere 1,000 m de revestimiento de arcilla), aunque algunos diseñadores recomiendan capas más delgadas, por debajo de 0.05 m.

- Plástico

Los revestimientos de polietileno y de vinilo han sido utilizados en algunas ocasiones pero el costo es relativamente alto en países en desarrollo. Estos recubrimientos de plástico, se utilizan por lo general en unidades relativamente pequeñas y más que nada en lagunas aireadas mecánicamente. Aparentemente, ésta constituye una alternativa factible en lugar del revestimiento con arcilla, particularmente si ésta debe ser transportada desde una gran distancia.

- Suelo-cemento

En el caso de suelos con más de 70% de material granular por peso (grava o arena), el uso de suelo-cemento es una solución económica. El suelo-cemento es preparado manualmente con el material extraído en el lugar, mezclándolo con 8-11% de cemento Portland, basado en sólidos secos. El suelo es aflojado manualmente con un rastrillo a una profundidad de cerca de 50 mm y se deja secar. La cantidad exacta de cemento es colocada sobre la arena en pequeñas cantidades iguales (8 a 10 kg/m), y distribuidos uniformemente. A continuación se mezcla bien con el suelo sin moverlo del lugar a fin de asegurar una capa uniforme. Finalmente se compacta.

2.5 Marco legal

Para el diseño de un sistema de depuración se tienen en cuenta ciertas leyes relacionadas con el medio ambiente y los sistemas de depuración, se tienen en cuenta tanto las leyes de la unión europea como las del estado y las de la comunidad foral de Navarra.

2.5.1 Unión europea

- 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).
- 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 98/83/CE, del Consejo, de 3 de noviembre de 1998, relativa a la calidad de las aguas destinadas al consumo humano (DOCE nº L 330, de 5.12.98).
- Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas (DOCE nº L 327, de 22.12.00).

Modificada por la Decisión 2455/2001/CE (DOCE nº L 331, de 15.12.01).

- Decisión 2455/2001/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 20 de noviembre de 2001, por la que se aprueba la lista de sustancias prioritarias en el ámbito de la política de aguas, modificando la Directiva 2000/60/CE (DOCE nº L 331, de 15.12.01).

2.5.2 Estado

- Real Decreto 927/1988, de 29 de julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la Planificación Hidrológica, en desarrollo de los títulos II y III de la Ley de Aguas. (BOE nº 209, de 31.08.88).
- Orden de 19 de diciembre de 1989 por la que se dictan normas para la fijación en ciertos supuestos de valores intermedios y reducidos del coeficiente K, que determina la carga contaminante del canon de vertido de aguas residuales (BOE nº 307, de 23.12.89).

- Real Decreto 1315/1992, de 30 de octubre, por el que se modifica parcialmente el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos Preliminar I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril. (BOE nº 288, de 01.12.92).
- Resolución de 28 de abril de 1995 de la Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Vivienda, por la que se dispone la publicación del Acuerdo del Consejo de Ministros de 17 de febrero de 1995, por el que se aprueba el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales. (BOE nº 113, de 12.05.95).
- Real Decreto 484/1995, de 7 de abril, sobre medidas de regularización y control de vertidos. (BOE nº 95, de 21.04.95).
- Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. (BOE nº 312, de 30.12.95).
- Real Decreto 2116/1998, de 2 de octubre, por el que se modifica 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 (BOE nº 251, de 20.10.98). Traspone la Directiva 98/15/CE, por la que se modifica la Directiva 91/271/CEE.
- Real Decreto 995/2000, de 2 de junio, por el que se fijan objetivos de calidad para determinadas sustancias contaminantes y se modifica el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril (BOE nº 147, de 20.6.00).
- Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas (BOE nº 176, de 24.07.01). - Corrección de errores (BOE nº 287, de 30.11.01).
- Real Decreto 606/2003, de 23 de mayo, por el que se modifica el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos preliminar, I, IV, V, VI y VIII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas (BOE nº 135, de 06.06.03).

- Orden MAM/1873/2004, de 2 de junio, se aprueban modelos oficiales para la declaración de vertido y liquidación del canon de control de vertidos regulados en el Real Decreto 606/2003, de 23 de mayo, de reforma del Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, se aprueba el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos preliminar, I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas (BOE nº 147, de 18.06.04) - Corrección de errores (BOE nº 194, de 12.08.04).

2.5.3 Comunidad foral de Navarra

- Ley Foral 10\1988, 29 de diciembre de saneamiento de las aguas residuales de Navarra.

- Decreto Foral 82\1990, de 5 de abril, por el que se aprueba el Reglamento de desarrollo de la Ley Foral 10\1988, de saneamiento de las aguas residuales en Navarra.

- Decreto Foral 191\2000, de 22 de mayo, por el que se modifica parcialmente el reglamento de desarrollo de la Ley Foral 10\1988, de saneamiento de las aguas residuales de Navarra.

- Decreto Foral 12\2006, de 20 de febrero, por el que se establecen las condiciones técnicas aplicables a la implantación y funcionamiento de las actividades susceptibles de realizar vertidos de aguas a colectores públicos de saneamiento.

2.6 Nomenclatura

En la tabla 2.27 se muestra la nomenclatura específica del apartado 2 que engloba la problemática y el estudio de alternativas.

Tabla 2.27 Nomenclatura del punto 2.

Parámetro	Nomenclatura	Unidades
Habitante equivalente	h.e	-
Caudal diario	Q_{diario}	m ³ /día
Sistema de depuración natural	SDN	-
Contactores biológicos rotativos	CBR	-
Ratio de carga	λ_5	Kg DBO ₅ / ha. día.
Caudal del influente	Sa	mg DBO ₅ /l
Carga superficial máxima	Cs	Kg DBO ₅ / ha.día
Factor de Arrhenius	θ	-
Factor de toxicidad para las algas	f	mg/l
Factor de corrección para la DBO ₅ producido por la presencia en el medio de iones sulfato	f'	mg/l
Constante de degradación de DBO	K_T	l/día
Tiempo de retención	R	días
Número de coliformes fecales /100 ml en el efluente.	N_e	-
Número de coliformes fecales /100 ml en el influente.	N_i	-
Constante de velocidad para la eliminación de coliformes.	K_b	día ⁻¹
Demanda biológica de oxígeno	DBO	mg/l
Demanda química de oxígeno	DQO	mg/l
Nitrógeno	N	mg/l
Fósforo	P	mg/l



3. E.D.A.R. FONTELLAS

- 3.1 Descripción de la obra.
 - 3.1.1 Pretratamiento.
 - 3.1.1.1 Pozo de gruesos y desarenador.
 - 3.1.1.2 Rejas de desbaste.
 - 3.1.1.3 Desengrasador.
 - 3.1.2 Lagunas.
 - 3.1.2.1 Lagunas facultativas.
 - 3.1.2.2 Lagunas maduración.
 - 3.1.3 Aliviaderos.
 - 3.1.3.1 Aliviadero de entrada en el pozo de gruesos y desarenador.
 - 3.1.3.2 Aliviadero a la entrada de las lagunas.
 - 3.1.4 Medidores de caudal.
 - 3.1.5 Válvulas de compuerta.
 - 3.1.6 Tuberías.

3. E.D.A.R Fontellas

En este apartado se dimensionará la E.D.A.R para que se adecue a la normativa vigente y a las necesidades del municipio de Fontellas, además se intentará simplificar al máximo su funcionamiento, evitando el uso de bombas a favor de la caída del agua por gravedad y eligiendo sistemas de funcionamiento manual en lugar de automático para disminuir así los costes de mantenimiento y explotación.

El sistema a procesar es el de depuración por lagunaje, ya que es el que mejor se adapta a las necesidades del municipio puesto que su coste operacional es mínimo y su funcionamiento al igual que su construcción es sencillo (véase apartado 2.3.4).

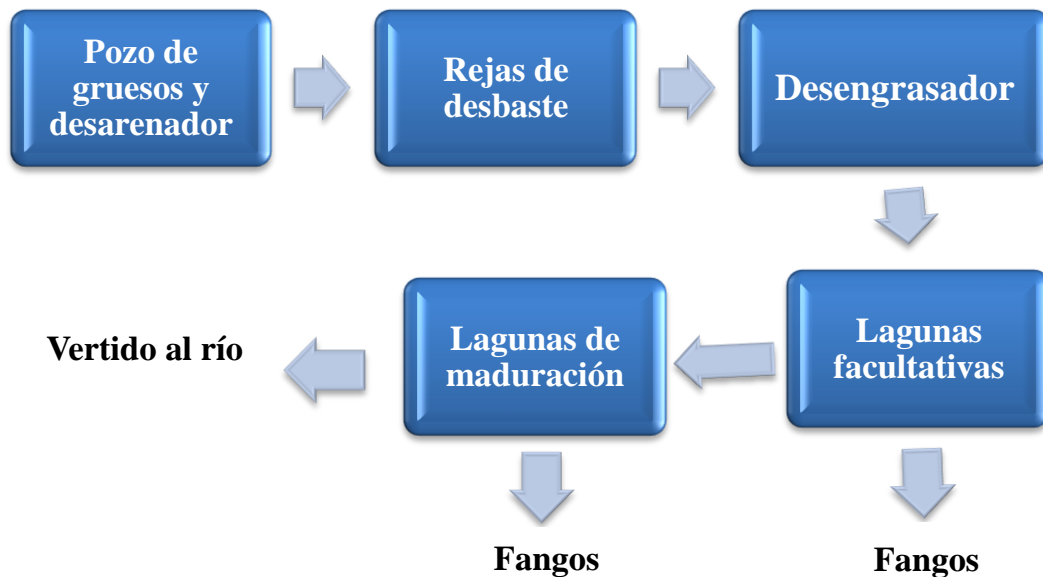


Figura 3.1 Diagrama de bloques del sistema de lagunaje para Fontellas.

3.1 Descripción de la obra

En este apartado se describen los distintos procesos y equipos necesarios que formaran el sistema de depuración de lagunaje, tanto el pretratamiento como el diseño de las lagunas.

3.1.1 Pretratamiento

Todos los elementos del preproceso serán de limpieza manual, por lo que no se necesitaran equipos auxiliares para realizar dicha tarea y se evitará el uso de motores eléctricos y automatismos que encarecerían el proyecto, el mantenimiento y la explotación de la E.D.A.R, además de necesitar mano de obra cualificada.

En todos los elementos del preproceso las paredes horizontales irán revestidas con hormigón armado, a fin de ejercer de muros de contención, y el suelo irá recubierto con una solera de hormigón armado de 10 cm.

Los encuentros de unas paredes con otras y éstas con el suelo se sellaran con juntas de retracción para evitar fugas de agua

3.1.1.1 Pozo de gruesos y desarenador

Tanto el pozo de gruesos como el desarenador están basados en el mismo principio (ensanchan el canal por el que circula el agua residual disminuyendo su velocidad horizontal propiciando que los sólidos se depositen por gravedad en el fondo), la diferencia es que en el pozo de gruesos el tiempo de retención es menor para evitar que se depositen las arenas.

Unificando estos dos elementos se ahorra en construcción, terreno, mantenimiento y se simplifica la estación depuradora.

El pozo de gruesos se ubica en la zona de entrada y tiene 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.

En la figura 3.2 se observa como se ensancha el caudal por el que pasa el agua residual, disminuyendo así su velocidad horizontal.



Figura 3.2 Pozo de gruesos.

En la tabla 3.1 se muestran los datos de dimensionamiento del pozo de gruesos y desarenador necesarios para poder llevar a cabo su diseño.

Tabla 3.1 Dimensionamiento del pozo de gruesos y desarenador.

Datos	Valor	Unidades
Cota de la rasante	0,00	m
Altura del muro sobre la rasante	0,00	m
Longitud del muro en planta	1,00	m
Tipo de cimentación	Empotrado	-
Geometría	Altura: 0,76	m

Para obtener los resultados mostrados en la tabla 3.2 se separa la tabla en dos apartados, uno para los parámetros para el caudal debido a la lluvia y otro para el caudal diario y se usan las siguientes ecuaciones de diseño.

Tabla 3.2 Resultado del cálculo de pozo de gruesos y desarenador.

Parámetros de cálculo	Caudal lluvia	Caudal diario	Unidades
Caudal de diseño por línea	62,98	5,20	m ³ /h
Caudal máximo por línea	62,98	10,40	m ³ /h
Superficie del canal	1,05	0,17	m ²
Anchura del canal	0,13	0,1	m
Profundidad útil del canal	1	0,56	m
Longitud teórica del canal	1,45	0,58	m
Volumen unitario	1,05	0,10	m ³
Producción arena seca	0,03	0,0024	m ³ /día
Producción arena seca con tormenta	2,26	0,18	m ³ /h
Velocidad ascensional a máximo	1	1,01	m ³ /m ² ·min

3.1.1.2 Rejas de desbaste

En esta E.D.A.R sólo se instalarán rejas de medios, puesto que el caudal es muy pequeño y la cantidad de sólidos arrastrados no es muy elevada, además gran parte de estos sólidos serán retirados en el pozo de gruesos.

A diferencia del pozo de gruesos y desarenador, el cual tenía una parte destinada al caudal diario y otro al caudal de tormenta, las rejas de desbaste están dimensionadas por el caudal total (caudal diario y de lluvia), por lo que en caso de que fuera necesario se podría reducir el área de paso de agua (para evitar atascamiento entre rejas debido a una velocidad del agua entre rejas excesivamente pequeña) instalando una compuerta manual y de este modo utilizar una parte de la instalación diariamente, y la instalación completa en caso necesario.

En la tabla 3.3 se dimensionan las rejillas de desbaste para poder llevar a cabo la ejecución de la obra.

Tabla 3.3 Dimensionamiento de las rejillas de desbaste.

Datos	Valor	Unidades
Cota de la rasante	0,00	m
Altura del muro sobre la rasante	0,00	m
Longitud del muro en planta	1,00	m
Tipo de cimentación	Empotrado	-
Geometría	Altura: 0,5	m
Material rejilla	Acero	-

En la tabla 3.4 se muestran los resultados de los cálculos realizados de los distintos parámetros para el diseño de las rejillas de desbaste.

Tabla 3.4 Resultado del cálculo de rejillas de desbaste.

Parámetros de cálculo	Diario + lluvia	Unidades
Caudal de diseño por línea	68,18	m ³ /h
Caudal máximo por línea	73,38	m ³ /h
Superficie útil del canal	0,04	m ²
Vel. paso entre barrotes a caudal de diseño, rejilla limpia	0,63	m/s
Vel. paso entre barrotes a caudal máximo, rejilla limpia	0,68	m/s
Vel. paso entre barrotes a Q máximo, rejilla colmatada	0,97	m/s
Anchura del canal	0,2	m
Profundidad útil del canal	0,2	m
Profundidad total del canal	0,5	m
Número de líneas de desbaste	1,00	-
Espesor de los barrotes	9,00	mm
Distancia entre barrotes	30,00	mm
Ángulo de inclinación de los barrotes	60,00	°

La limpieza de rejas será manual, para evitar el uso de motores eléctricos y automatismos que encarecerían el coste de explotación y mantenimiento, además de necesitar mano de obra cualificada.



Figura 3.3 Reja de desbaste.

3.1.1.3 Desengrasador

Normalmente en los desengrasadores se utilizan aireadores que provocan que la velocidad ascensional de las grasas y aceites sean mayores, gracias a ellos los tiempos de retención del agua en el desengrasador son menores y con ello su tamaño, sin embargo en este proyecto no se va a usar aireadores para simplificar el desengrasador.

Al igual que en las rejas de desbaste se dimensiona el desengrasador para el caudal total (caudal diario y caudal debido a la lluvia), este hecho puede favorecer a que el rendimiento del desengrasador no sea óptimo (los tiempos de retención sean mayores que los estimados o que la altura de la lámina de agua sea muy pequeña, complicando así la retirada de grasas y aceites), por lo que al igual que en las rejas de desbaste, se puede instalar una compuerta manual que divida el desengrasador en dos partes, y de esta manera se evita el aumento en los tiempos de retención y la disminución de altura de la lámina de agua.

En la tabla 3.5 se dimensiona el desengrasador para poder llevar a cabo la ejecución de la obra.

Tabla 3.5 Dimensionamiento del desengrasador.

Datos	Valor	Unidades
Cota de la rasante	0,00	m
Altura del muro sobre la rasante	0,00	m
Longitud del muro en planta	2,17	m
Tipo de cimentación	Empotrado	-
Geometría	Altura: 0,5	m

En la tabla 3.6 se muestran los resultados de los cálculos de los parámetros para el diseño del desengrasador usando las siguientes ecuaciones de diseño.

Tabla 3.6 Resultados de cálculo del desengrasador.

Parámetros de cálculo	Caudal diario + lluvia	Unidades
Superficie	4,73	m ²
Anchura	2,14	m
Profundidad	0,22	m
Longitud	2,19	m
Volumen unitario	1,03	m ³
Sección	0,47	m ²

3.1.2 Lagunas

En las lagunas se eliminará la DBO₅ 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 DBO₅ el agua pasará a través de una laguna facultativa, y posteriormente por una laguna de maduración donde el agua será desinfectada correctamente.

Para un correcto funcionamiento se pondrán dos lagunas de cada tipo en paralelo, de este modo se podrán realizar trabajos de limpieza o mantenimiento sin necesidad alguna de parar la depuradora.

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.

Las lagunas se diseñaran solamente para el caudal diario, puesto que si se sumasen a éste los caudales debidos a la lluvia se estarían sobredimensionando en exceso las lagunas y no funcionarían correctamente.

El agua procedente de las lluvias no contiene carga orgánica significativa (pasados los 15-20 minutos), por lo que no debe ser tratada en las lagunas, además al mezclarse con el caudal de agua residual, provocaría una dilución de la carga orgánica de ésta, puesto que el caudal debido a la tormenta es mayor que el del agua residual.

Tanto las lagunas facultativas como las lagunas de maduración se revestirán con geotextil de 150 g/m para evitar filtraciones de agua sobre el terreno. En la entrada a las lagunas se crearan arquetas de reparto de 40x40x50 cm 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 3.4 Imagen del movimiento de tierra para la construcción de lagunas.

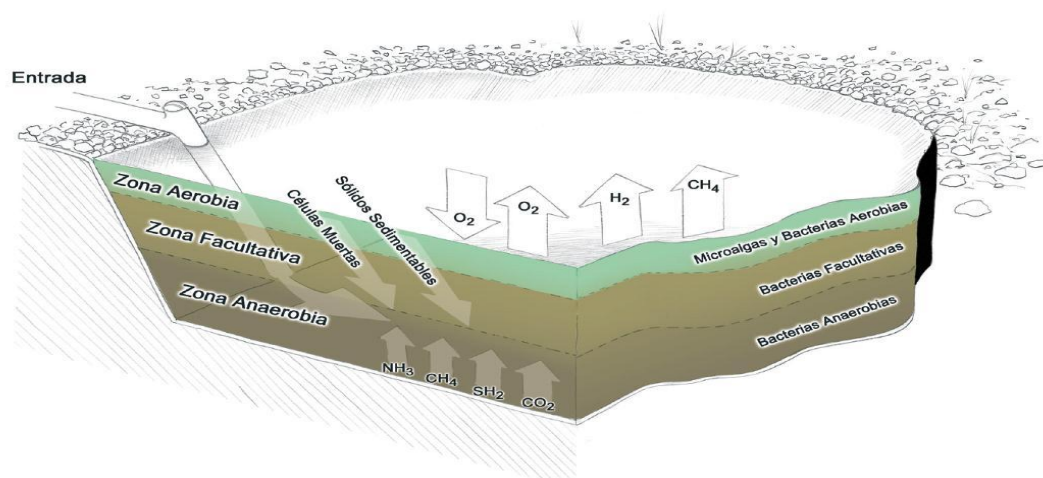
3.1.2.1 Lagunas facultativas

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.

El proceso aerobio de la materia orgánica hace que el carbono se utilice como fuente energía para los microorganismos que al ser oxidado produce anhídrido carbónico. Los microorganismos que participan son bacterias fundamentalmente, pero también hay hongos y protozoos.

El oxígeno necesario para la estabilización de la materia orgánica proviene de la re-aireación que se produce en la superficie y de la fotosíntesis que se lleva a cabo por medio de las algas presentes en la zona aerobia. En esta zona, las bacterias, utilizan el oxígeno producido por las algas y desprenden CO_2 que, a su vez, es utilizado por éstas, cerrando así el ciclo.

En la figura 3.5 se muestra el esquema de funcionamiento de una laguna facultativa.



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.

Para este proyecto se diseñaran 2 lagunas facultativas, en paralelo para mejorar el proceso y que no exista tanta acumulación de fango en la primera laguna. Otra ventaja de esta distribución es que si hubiera algún problema en alguna de las lagunas no sería necesario paralizar todo el proceso.

Se ha de diseñar las lagunas con una profundidad entre 1 y 3 metros, el límite inferior viene condicionado a la posibilidad de crecimiento de vegetación emergente para profundidades menores, lo cual se desaconseja para evitar el desarrollo de mosquitos.

En cuanto al límite superior las profundidades inferiores a dos metros tienen el objetivo de favorecer un ambiente aerobio en la mayor parte del perfil vertical.

En este caso se va a elegir una profundidad de 2,5 metros, altura poco inferior al máximo. Como carga superficial se toma un valor de 150 kg DBO/ha·día, siendo un valor intermedio para no suponer el mejor de los casos, a pesar de tener un clima adecuado.

La coronación de las lagunas debe ser hecha lo suficientemente ancha como para permitir el fácil tráfico de camionetas en grandes instalaciones, considerando que en instalaciones pequeñas todo lo que se necesita es un sendero de 1 metro de ancho y de por lo menos 3 metros para instalaciones mayores.

La parte de coronación debe consolidarse adecuadamente para evitar su deterioro como consecuencia del tránsito y tener una geométrica curva para evitar la acumulación de agua de lluvia.



Figura 3.6 Imagen de lagunas construidas.

En la tabla 3.7 se muestran los resultados de los cálculos de los parámetros necesarios para la ejecución de la obra de las lagunas facultativas usando para obtenerlos las siguientes ecuaciones de diseño.

Tabla 3.7 Resultado cálculos de las lagunas facultativas.

Parámetros de cálculo	Caudal diario	Unidades
Kilos de DBO alimentados por día	26,75	Kg/día
Kilos de SS alimentados por día	27,87	Kg/día
Superficie total de lagunas	1783	m ²
Superficie unitaria lagunas	891,5	m ²
Volumen total lagunas	4457,5	m ³
Volumen unitario lagunas	2228,75	m ³
Tiempo de retención	35,66	días

3.1.2.2 Lagunas de maduración

Las lagunas aerobias o de maduración son estanques de poca profundidad, 0,70 metros, con una producción máxima de algas y 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 DBO₅ 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 inconveniente es la presencia en el efluente de sólidos en suspensión en forma de algas, que en ciertos casos, como son los vertidos a ríos y lagos, puede limitar su uso.

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 7 días con una profundidad de 0,70 metros.



Figura 3.7 Laguna de maduración.

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.

En la tabla 3.8 se muestran los resultados de los cálculos realizados para el diseño de las lagunas de maduración.

Tabla 3.8 Resultado cálculos de las lagunas maduración.

Parámetros de cálculo	Caudal diario	Unidades
Volumen total lagunas	875	m^3
Volumen unitario laguna	437.5	m^3
Superficie total de las lagunas	1250	m^2
Superficie unitaria laguna	625	m^2
Coliformes influente	$1,8 \cdot 10^6 / 100\text{ml}$	-
Coliformes efluente	$1,8 \cdot 10^5 / 100\text{ml}$	-
Tiempo de retención	7	días

3.1.3 Aliviaderos

Los aliviaderos sirven para reconducir el exceso de caudal, de manera que los diferentes sistemas de la E.D.A.R no trabajen por encima del caudal máximo. Al igual que los elementos del preproceso las paredes de los aliviaderos irán revestidas con hormigón armado, a fin de ejercer de muros de contención y el suelo irá recubierto con una solera de hormigón de 10 cm.

Los datos de dimensionamiento para los aliviaderos se muestran en la tabla 3.9.

Tabla 3.9 Dimensionamiento de aliviaderos.

Datos	Valor	Unidades
Cota de la rasante	0,00	m
Altura del muro sobre la rasante	0,00	m
Longitud del muro en planta	1,00	m
Tipo de cimentación	Empotrado	-
Geometría	Altura: 0,5	m

3.1.3.1 Aliviadero de entrada de pozo de gruesos y desarenador

La función de este aliviadero será la de desviar el exceso de caudal que se produciría si el caudal debido a la lluvia supera el estimado en el proyecto, este caudal irá directamente al cauce natural del agua, puesto que sería en su mayoría agua de lluvia, por lo que no contaminaría el cauce.

El aliviadero de entrada al pozo de gruesos y desarenador se situará entre la salida del colector y la entrada al pozo de gruesos y desarenador.

En la tabla 3.10 se muestra el resultado del cálculo de los parámetros para el diseño del aliviadero en la entrada de pozo de gruesos y desarenador, usando para ello las siguientes ecuaciones de diseño.

Tabla 3.10 Resultado cálculo aliviadero entrada pozo de gruesos y desarenador.

Parámetros de cálculo	Caudal diario + lluvia	Unidades
Caudal de diseño por línea	68,18	m ³ /h
Caudal máximo por línea	73,34	m ³ /h
Caudal de vertido por línea	62,98	m ³ /h
Caudal máximo	73,34	m ³ /h
Caudal mínimo	34,02	m ³ /h
Caudal punta	136,08	m ³ /h
Anchura del canal	0,08	m
Profundidad mínima útil del canal	0,08	m
Profundidad total del canal	0,37	m
Superficie útil del canal	0,01	m ²

3.1.3.2 Aliviadero a la entrada de las lagunas

Es necesario un aliviadero de entrada a las lagunas puesto que estas están dimensionadas para el caudal diario, mientras que el caudal procedente del desengrasador también incluye el caudal debido a la lluvia. El aliviadero de entrada a las lagunas se situará entre la salida del desengrasador y la entrada a las lagunas.

En la tabla 3.11 se muestra el resultado del cálculo para el diseño del aliviadero.

Tabla 3.11 Resultado del cálculo aliviadero entrada lagunas.

Parámetros de cálculo	Caudal diario + lluvia	Unidades
Caudal de diseño por línea	5,20	m ³ /h
Caudal máximo por línea	68,18	m ³ /h
Caudal de vertido por línea	62,98	m ³ /h
Anchura del canal	0,08	m
Profundidad mínima útil del canal	0,07	m
Profundidad total del canal	0,37	m
Superficie útil del canal	0,005	m ²

3.1.4 Medidor de caudal

Para poder llevar un control del caudal que entra en las lagunas y las posibles pérdidas por evaporación que se puedan producir en ellas, se pondrán dos medidores de caudal, uno a la entrada de las lagunas facultativas y otro a la salida de las lagunas de maduración.

El medidor de caudal elegido es un medidor Parshall, debido a su sencillez operacional (el caudal de entrada viene dado en función de la altura de la lámina de agua a la salida del medidor de caudal) y a su robustez.

El medidor Parshall es un elemento de medición de flujos por gravedad en canales abiertos, pudiendo contener sólidos en suspensión tales como desechos industriales o domésticos.

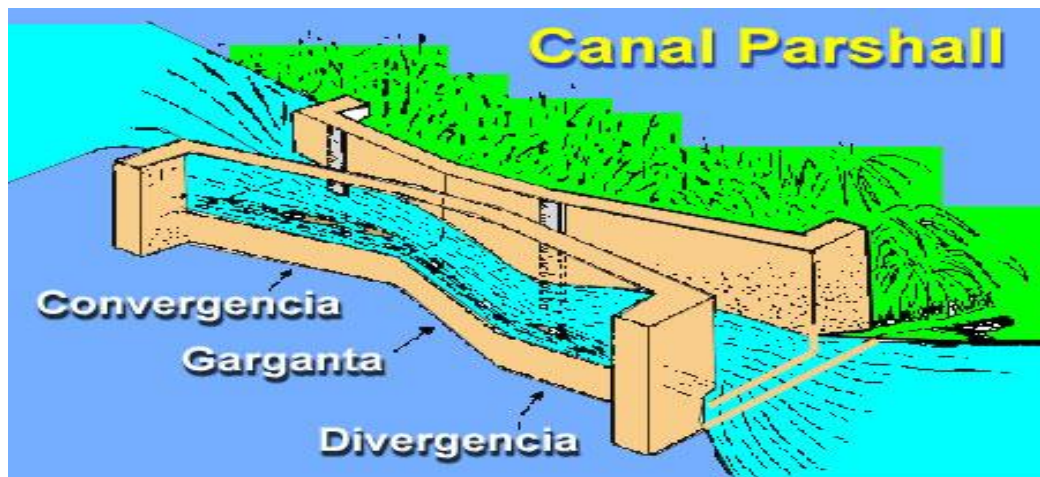


Figura 3.8 Canal Parshall

El equipo se divide en tres partes, está constituido por una sección de convergencia con un piso nivelado, una garganta con un piso en pendiente hacia aguas abajo y una sección de divergencia con un piso en pendiente hacia aguas arriba. Gracias a ello el caudal avanza a una velocidad crítica a través de la garganta y con una onda estacionaria en la sección de divergencia. Sus principales ventajas son que sólo existe una pequeña pérdida de carga a través del aforador, que deja pasar fácilmente sedimentos o desechos, que no necesita condiciones especiales de acceso o una poza de amortiguación y que tampoco necesita correcciones para una sumersión de hasta el 70%.

En la figura 3.9 se muestra el diseño de los canales Parshall mostrando con letras cada una de las partes del canal para poder ser diseñado.

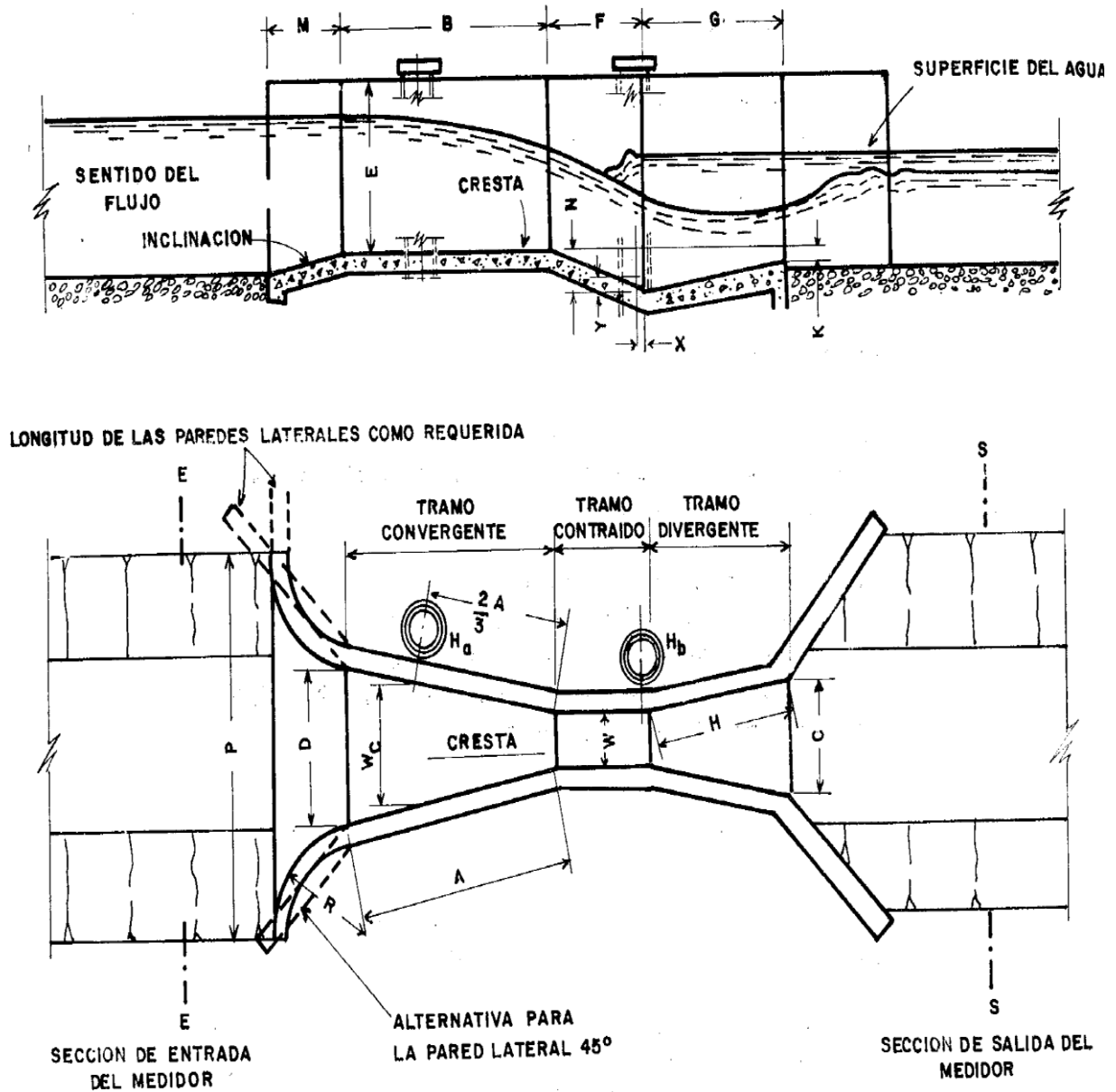


Figura 3.9 Dibujo de diseño de un canal Parshall.

Para un caudal de $5,20 \text{ m}^3/\text{h}$, las dimensiones para este caudal Parshall son las mostradas en la tabla 3.12.

Tabla 3.12 dimensionamiento del canal Parshall.

L_n	W	A	$2/3A$	W_c	B	C	D	E	F	G	K	N	R	M	P	X	Y
7	7.6	46.7	31.1	19.8	45.7	17.8	25.9	61.0	15.2	30.5	2.5	5.7	40.6	30.5	76.8	2.5	3.8

3.1.5 Válvulas de compuerta

Con el fin de controlar el caudal que entra y sale de los distintos elementos de la depuradora (lagunas, desengrasador, etc.) se instalaran mecanismos que puedan restringir el caudal parcial o totalmente en la entrada y salida de todos ellos, de esta manera se podrá regular el caudal de entrada y salida o incluso restringirlo totalmente en caso de avería.

Habitualmente se emplean compuertas, sin embargo el caudal de esta E.D.A.R. es muy pequeño, por lo que no estaría justificada la inversión en compuertas de gran tamaño, además la instalación de compuertas lleva consigo una importante obra civil.

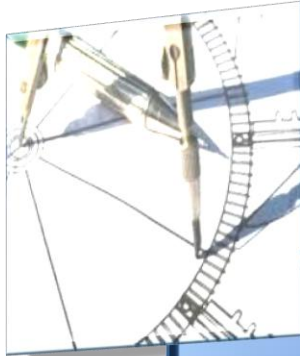
Como alternativa a las compuertas se utilizarán válvulas de compuerta, que realizan la misma función pero son más económicas y no necesitan obra civil para su instalación.

3.1.6 Tuberías

Para transferir el caudal de agua de un elemento al siguiente se utilizan tuberías, éstas se detallan en apartado 4. 4 de pérdidas de carga donde se llega a la conclusión de que las tuberías que mejor se adaptan para este diseño son las tuberías de PVC, de 75 mm de \varnothing , para una presión de trabajo de 6 atmósferas. Las conexiones entre procesos se detallan en la tabla 3.13.

Tabla 3.13 Tuberías necesarias para el diseño.

Conexión	Pieza	Cantidad
Colector - Pozo de gruesos	Tubería	1
Pozo de gruesos -Rejas de desbaste	Tubería	1
Rejas de desbaste - Desengrasador	Tubería	1
Desengrasador – Laguna Facultativa	Canal Parshall	1
Laguna Facultativa – Laguna maduración	Tubería	2
Laguna maduración – Vertido río	Canal Parshall	1
	Tubería	1



4. CÁLCULOS DE LA OBRA

- 4. Cálculos de la obra.
 - 4.1 Pretratamiento.
 - 4.1.1 Pozo de gruesos y desarenador.
 - 4.1.2 Rejas de desbaste.
 - 4.1.3 Desengrasador.
 - 4.2 Lagunas.
 - 4.2.1 Lagunas facultativas.
 - 4.2.2 Lagunas maduración.
 - 4.3 Aliviaderos.
 - 4.3.1 Aliviadero de entrada en el pozo de gruesos y desarenador.
 - 4.3.2 Aliviadero a la entrada de las lagunas.
 - 4.4 Medidor de cuadal.
 - 4.5 Pérdidas de carga.
 - 4.6 Nomenclatura

4. Cálculos de la obra

En este apartado se calculan los distintos parámetros de aquellos procesos que se van a diseñar para formar el sistema de depuración de lagunaje.

Los parámetros de partida y cálculos de la obra que se muestran se han obtenido del “Manual de depuración de aguas residuales urbanas” de CEDEX (Centro de estudios y experimentación en obras públicas) y en el libro “Proyectos de plantas de tratamiento de aguas” de Ricardo Isla de Juana, para un caudal de 5,20 m³/h.

4.1 Pretratamiento

Se dimensionan los sistemas por los que el agua residual debe pasar antes de llegar a las lagunas (pozo de gruesos, rejillas de desbaste, desarenador, desengrasador).

A los caudales de agua residual que llegan a la E.D.A.R se suman los debidos a las lluvias, ya que el sistema de alcantarillado es no segregativo, por lo que se dimensionará el pretratamiento teniendo en cuenta dicho caudal.

Caudal debido a la lluvia

Para saber el caudal que llega a la E.D.A.R debido a la lluvia, se cogen datos de pluviosidad de la estación meteorológica de Tudela, que es la más cercana al municipio de Fontellas como demuestra la posición geográfica de ambas detallada en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Posición geográfica de Tudela y Fontellas.

	Tudela	Fontellas	Unidades
Latitud	42.056389	42.028333	grados decimales
Longitud	-1.608056	-1.576111	grados decimales
Altitud	295	276	msnm

En la tabla 4.2 se muestran los periodos de precipitación y temperatura entre los años 1986-2004 del municipio de Tudela.

Tabla 4.2 Pluviosidad media en Tudela de 1986-2004.

Periodo Precipitación y Temperatura: 1986-2004													
Parámetro	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Año
Precipitación media (mm)	26.7	20.1	23.1	39.9	43.4	34.7	21.8	28.4	44.6	40.6	28.0	33.1	384.2
Días de lluvia	8.0	6.0	7.0	9.0	8.0	5.0	4.0	5.0	7.0	10.0	9.0	9.0	87.0
Días de nieve	0.5	1.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.6	2.5
Días de granizo	0.1	0.2	0.1	0.1	0.3	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	1.1
Temperatura media de máximas (°C)	10.2	12.8	17.0	18.3	23.2	27.8	30.9	30.9	25.8	19.8	13.9	10.5	20.1
Temperatura media (°C)	6.2	7.9	11.3	12.8	17.2	21.2	24.0	24.1	19.9	15.1	9.8	6.8	14.7
Temperatura media de mínimas (°C)	2.2	3.0	5.6	7.4	11.2	14.6	17.1	17.3	14.1	10.4	5.8	3.2	9.3
Días de helada	9.0	6.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	7.0	25.0

Tabla 4.3 Resumen historial de pluviosidad.

Variable	Anual	Unidades
Máx. núm. de días de lluvias al mes	10	días
Máx. núm. de días de nieves al mes	1.2	días
Precipitación mensual media mas alta	44.6	mm
Precipitación mensual mas alta	75,6	mm

Mediante el visor SIGPAC (Sistema de información geográfica de parcelas agrícolas) se calcula la extensión aproximada del municipio como se muestra en la figura 4.1.

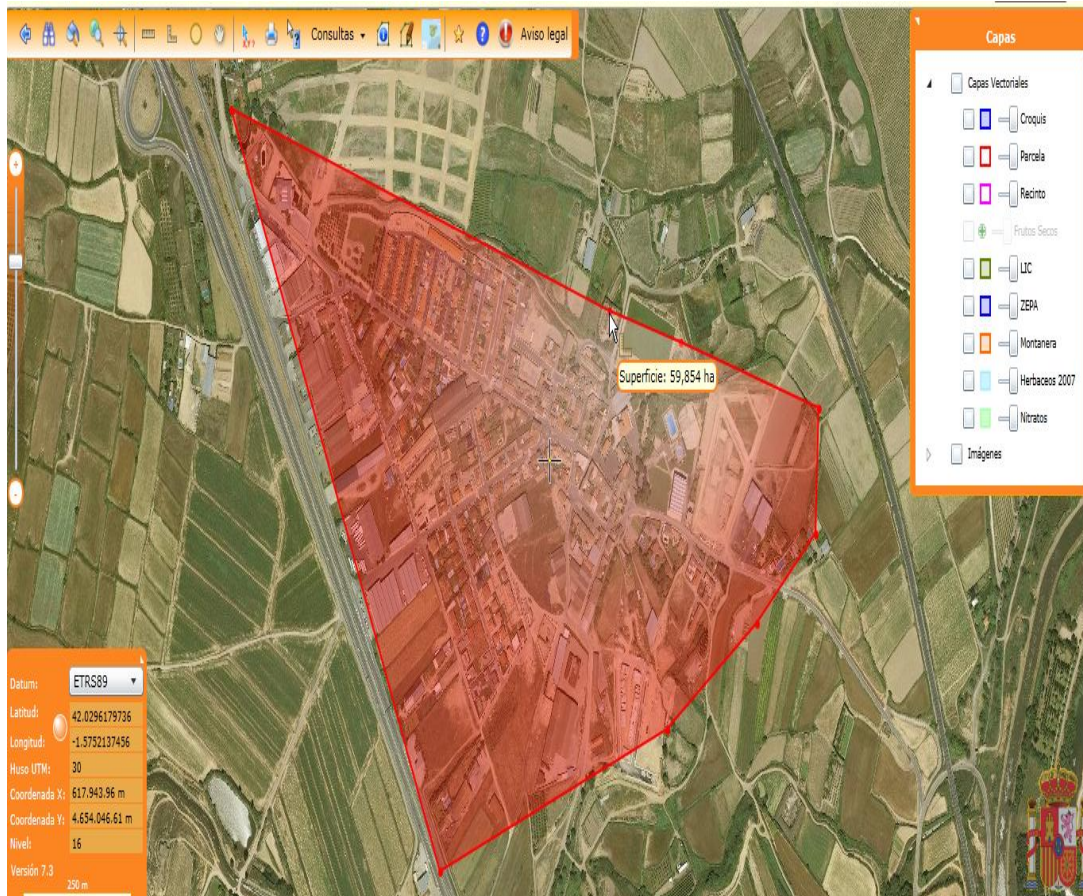


Figura 4.1 Área de Fontellas mediante visor SIGPAC.

El área de alcantarillado es de 59,854 ha y la precipitación mensual mas alta es de 75,6 l/m², con ello se puede calcular el caudal debido a la lluvia.

$$59,854 \text{ ha de alcantarillado} \times \left(\frac{10000 \text{ m}^2}{1 \text{ ha}} \right) = 598540 \text{ m}^2$$

$$598540 \text{ m}^2 \times 75.6 \text{ (l/m}^2\text{)} \times 0,001 \text{ (m}^3\text{/l)} = 45249.624 \text{ m}^3$$

$$30 \text{ días} \times 24 \text{ h} = 720 \text{ h}$$

$$\frac{45249.624 \text{ m}^3}{720 \text{ h}} = 62.98 \text{ m}^3\text{/h debido a la lluvia}$$

Con este cálculo se puede dimensionar los distintos equipos de la E.D.A.R con el caudal diario y el debido a la lluvia que es 62,98 m³/h.

4.1.1 Pozo de gruesos y desarenador

Se divide el pozo de gruesos y el desarenador en dos, una parte estará diseñada para el caudal de tormentas y otra para el caudal diario como se muestra en la tabla 4.4, detallando los parámetros de partida para el diseño del pozo de gruesos y desarenador.

Tabla 4.4 Parámetros de partida de pozo de gruesos y desarenador.

Parámetros de partida	Caudal lluvia	Caudal diario	Unidades
Caudal de diseño	62,98	5,20	m ³ /h
Velocidad de sedimentación de la arena	1,80	1,80	m/min
Relación profundidad/ anchura del canal	2,00	2,00	-
Velocidad de circulación del canal a caudal de diseño	0,06	0,04	m/s
Numero de líneas	1,00	1,00	-
Metros cúbicos de arena por 1000 metros cúbicos de agua residual a caudal de diseño	0,02	0,02	-
Metros cúbicos de arena por 1000 metros cúbicos de agua residual a caudal con tormenta	1,50	1,50	-
Tiempo de residencia a caudal diseño	0,91	0,64	min
Carga superficial o velocidad ascensional	1	1	m ³ /m ² ·min

El tiempo de retención se determina en valores menores de un minuto para facilitar la deposición de sólidos de gran tamaño y evitar la de materia orgánica, en el caso del caudal de lluvias puede ser mayor tiempo de retención ya que tiene menor cantidad de materia orgánica.

La velocidad de circulación no debe ser menor de 0,3 m/s para que las arenas sean arrastradas por el agua y así evitar que se depositen en el fondo del pozo de gruesos.

Para hallar los cálculos del pozo de gruesos y desarenador se parte de un caudal medio de diseño de $Q = 5,20 \text{ m}^3/\text{h}$. El caudal máximo que puede llegar a la depuradora se estima con un coeficiente de mayoración (CM) igual a 2, utilizando la ecuación 4.1 para hallar el caudal máximo.

$$Q_{\text{máx}} (\text{m}^3/\text{h}) = Q \cdot \text{CM} \quad (4.1)$$

Definiendo un tiempo de retención (t_r) de 38 segundos (0,64 min) a caudal máximo que permite la decantación de sólidos gruesos y arenas y con el caudal (Q) se puede proceder a determinar volumen unitario del pozo (ec. 4.2).

$$V (\text{m}^3) = \frac{Q_{\text{máx}}}{60} \cdot t_r \quad (4.2)$$

Para caudal diario:

$$V = \frac{10,40 \text{ m}^3}{h} \cdot 38s \cdot \frac{1h}{3600s} = 0,10 \text{ m}^3$$

Para caudal lluvia:

$$V = \frac{62,98 \text{ m}^3}{h} \cdot 55s \cdot \frac{1h}{3600s} = 1,05 \text{ m}^3$$

Teniendo el volumen necesario del pozo y una carga superficial o velocidad ascensional de $1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$ se obtiene la superficie del pozo (ec 4.3).

$$S = \frac{Q_{\text{máx}}}{C_s} \quad (4.3)$$

Para caudal diario:

$$S = \frac{10,40 \text{ m}^3/\text{h}}{1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}} \cdot \frac{1h}{60 \text{ min}} = 0,17 \text{ m}^2$$

Para caudal de lluvia:

$$S = \frac{62,98 \text{ m}^3/\text{h}}{1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}} \cdot \frac{1h}{60 \text{ min}} = 1,05 \text{ m}^2$$

Conociendo la superficie y el volumen del pozo se determina la altura que alcanzará la superficie libre del agua (calado, h), con respecto al fondo del pozo, (ec.4.4).

$$h = \frac{V}{S} \quad (4.4)$$

Para caudal diario:

$$h = \frac{0,10 \text{ m}^3}{0,17 \text{ m}^2} = 0,56 \text{ m}$$

Para caudal de lluvia:

$$h = \frac{1,05 \text{ m}^3}{1,05 \text{ m}^2} = 1 \text{ m}$$

Una vez se tiene la superficie se puede también se puede obtener la longitud del canal como se muestra en la ecuación 4.5.

$$L = (\text{Relación profundidad /anchura} \cdot S)^{0,5} \quad (4.5)$$

Para caudal diario:

$$L = (2 \cdot 0,17)^{0,5} = 0,58 \text{ m}$$

Para caudal de lluvia:

$$L = (2 \cdot 1,05)^{0,5} = 1,45 \text{ m}$$

Con estos datos se puede resolver la ecuación 4.6 para hallar la anchura del canal.

$$\text{Anchura del canal} = \left(\frac{Q}{\left(\frac{1}{S} \cdot 3600 \right)} \right)^{0,5} \quad (4.6)$$

Para caudal diario:

$$A = \left(\frac{5,20 \text{ m}^3/h}{\frac{1}{0,17 \text{ m}^2} \cdot 3600 \text{ s}} \right)^{0,5} = 0,01 \text{ m}$$

Para caudal de lluvia:

$$A = \left(\frac{62,98 \text{ m}^3/\text{h}}{\frac{1}{1,05 \text{ m}^2} \cdot 3600 \text{ s}} \right)^{0,5} = 0,13 \text{ m}$$

Una vez conocidos el caudal máximo y la superficie se puede determinar la velocidad ascensional a caudal máximo ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$), (ec. 4.7).

$$C_s = \frac{Q_{\text{máx}}}{s} \quad (4.7)$$

Para caudal diario:

$$C_s = \frac{10,40 \text{ m}^3/\text{h}}{0,17 \text{ m}^2} \cdot \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}} = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$$

Para caudal de lluvia:

$$C_s = \frac{62,98 \text{ m}^3/\text{h}}{1,05 \text{ m}^2} \cdot \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}} = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$$

La producción normal de arena seca se determina conociendo los m^3 de arena y el caudal de diseño, (ec. 4.8).

$$\text{Producción normal de arena seca (m}^3/\text{día)} = \frac{Q \cdot \text{m}^3 \text{ arena}}{1000} \times 24 \quad (4.8)$$

Para caudal diario:

$$\text{Producción arena seca (m}^3/\text{día)} = \frac{5,20 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 0,02 \text{ m}^3 \text{ arena}}{1000 \text{ m}^3} \times \frac{24 \text{ h}}{1 \text{ día}} = 0,0024 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para caudal de lluvia:

$$\text{Producción normal de arena seca (m}^3/\text{día)} = \frac{62,98 \cdot 0,02 \text{ m}^3 \text{ arena}}{1000 \text{ m}^3} \times 24$$

Con la misma formula se puede determinar la producción normal de arena seca con tormenta, (ec 4.9).

$$\text{Producción arena seca con tormenta (m}^3/\text{día)} = \frac{Q \cdot \text{m}^3 \text{ arena tormenta}}{1000} \times 24 \quad (4.9)$$

Para caudal diario:

$$\text{Producción arena seca tormenta} = \frac{5,20 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 1,50 \text{ m}^3 \text{ arena}}{1000 \text{ m}^3} \times \frac{24 \text{ h}}{1 \text{ día}} = 0,18 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para caudal de lluvia:

$$\text{Producción normal de arena seca (m}^3/\text{día)} = \frac{62,98 \cdot 1,5 \text{ m}^3 \text{ arena}}{1000 \text{ m}^3} \times 24 = 2,26 \text{ m}^3/\text{día}$$

4.1.2 Rejas de desbaste

En la tabla 4.5 se muestran los parámetros de partida de diseño para las rejas de desbaste.

Tabla 4.5 Parámetros de partida de rejas de desbaste.

Parámetros de partida	Diario + lluvia	Unidades
Caudal de diseño	68,18	m ³ /h
Caudal mínimo	54,41	m ³ /h
Vel. paso entre barrotes a caudal diseño, rejas sucias	0,90	m/s
Resguardo del canal	0,30	m
Máxima colmatación entre dos limpiezas	30,00	%
Relación profundidad útil/anchura del canal	1,00	-

En las rejas de medios, para la distancia entre barrotes se establecen unos valores entre 1,5- 5 cm y la velocidad de paso entre barrotes debe de tener un valor entre 0,5 y 2 m/s para evitar el arrastre de los materiales retenidos en las rejas.

El grado de colmatación máximo de la reja suele ser del 30% para que la pérdida de carga no aumente en exceso.

Para hallar los parámetros de diseño de las rejillas de desbaste se parte de un caudal de diseño sumando el caudal diario más el caudal de tormenta (ec. 4.10).

$$Q = Q_{\text{diario}} + Q_{\text{lluvia}} \quad (4.10)$$

$$Q = 5,20 + 62,98 = 68,18 \text{ m}^3/\text{h}$$

Conociendo el caudal de diseño se puede calcular el caudal de diseño por línea, teniendo en cuenta que el número de líneas es igual a 1, se obtendría según la ecuación 4.11.

$$\text{Caudal de diseño por línea (m}^3/\text{h)} = \frac{Q}{\text{num.líneas}} \quad (4.11)$$

$$\text{Caudal de diseño por línea (m}^3/\text{h)} = \frac{68,18 \text{ m}^3/\text{h}}{1} = 68,18 \text{ m}^3/\text{h}$$

Para hallar el caudal máximo se suman los caudales máximos tanto de diario como de lluvias. (ec. 4.12).

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{máxd diario}} + Q_{\text{máxlluvia}} \quad (4.12)$$

$$Q_{\text{máx}} = 10,40 + 62,98 = 73,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

Conociendo el caudal máximo de diseño se puede calcular el caudal máximo de diseño por línea, teniendo en cuenta que el número de líneas es igual a 1, se obtendría según la ecuación 4.13.

$$\text{Caudal máximo por línea (m}^3/\text{h)} = \frac{Q_{\text{máx}}}{\text{num.líneas}} \quad (4.13)$$

$$\text{Caudal máximo por línea (m}^3/\text{h)} = \frac{73,38 \text{ m}^3/\text{h}}{1} = 73,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

Teniendo en cuenta que la velocidad de paso entre barrotes con reja sucia como parámetro de partida es de 0,90 m/s y la máxima colmatación un 30%, se puede hallar la velocidad de paso entre barrotes a caudal de diseño para reja limpia mediante la ecuación 4.14.

$$V_{\text{limpia}} = V_{\text{reja sucia}} \cdot \left(\frac{100 - \text{Máxima colmatación}}{100} \right) \quad (4.14)$$

$$V_{limpia} = 0,90 \cdot \left(\frac{100-30}{100} \right) = 0,63 \text{ m/s}$$

Una vez se conoce este valor se puede hallar el de la velocidad de paso entre barrotes a caudal máximo para reja limpia. (ec. 4.15).

$$V_{máxlimpia} = V_{limpia} \cdot \left(\frac{Q_{máx}}{Q} \right) \quad (4.15)$$

$$V_{máxlimpia} = 0,63 \text{ m/s} \cdot \left(\frac{73,38 \text{ m}^3/\text{h}}{68,18 \text{ m}^3/\text{h}} \right) = 0,68 \text{ m/s}$$

Con el valor de reja sucia se puede determinar la velocidad de paso entre barrotes a caudal máximo con reja colmatada (ec. 4.16).

$$V_{colmatada} = V_{sucia} \cdot \left(\frac{Q_{máx}}{Q} \right) \quad (4.16)$$

$$V_{colmatada} = 0,90 \cdot \left(\frac{73,38 \text{ m}^3/\text{h}}{68,18 \text{ m}^3/\text{h}} \right) = 0,97 \text{ m/s}$$

Conociendo los diferentes parámetros de partida se puede hallar la superficie útil del canal (ec. 4.17).

$$S = \left(\frac{\left(\frac{Q}{3600} \right)}{V_{sucia}} \cdot \left(\left(\frac{E_{barrotes} + Dist_{barrotes}}{Dist_{barrotes}} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 - máx.colmatación} \right) \right) \right) \quad (4.17)$$

$$S = \left(\frac{\left(\frac{68,18}{3600} \right)}{0,90} \cdot \left(\left(\frac{9+30}{30} \right) \cdot \left(\frac{1}{1-0,30} \right) \right) \right) = 0,04 \text{ m}^2$$

Sabiendo la superficie del canal se halla la anchura del canal (ec. 4.18).

$$A = \left(\frac{S}{Relación \text{ Profundidad/anchura}} \right)^{0,5} \quad (4.18)$$

$$A = \left(\frac{0,04 \text{ m}^2}{1} \right)^{0,5} = 0,2 \text{ m}$$

Con la anchura del canal y la superficie se determina la profundidad útil del canal (ec.4.20).

$$P = \frac{S}{A} \quad (4.20)$$

$$P = \frac{0,04 \text{ m}^2}{0,2 \text{ m}} = 0,2 \text{ m}$$

Con los datos obtenidos se puede hallar la profundidad total del canal mediante la ecuación 4.21.

$$P_{\text{total}} = \left(\frac{S}{A} \right) + \text{Resguardo del canal} \quad (4.21)$$

$$P_{\text{total}} = \left(\frac{0,04 \text{ m}^2}{0,2 \text{ m}} \right) + 0,30 = 0,50 \text{ m}$$

4.1.3 Desengrasador

En la tabla 4.6 se muestran los parámetros de partida para el diseño del desengrasador.

Tabla 4.6 Parámetros de partida del desengrasador.

Parámetros de partida	Caudal diario + lluvia	Unidades
Caudal de diseño	68,18	m ³ /h
Caudal de diseño máximo	73,34	m ³ /h
Velocidad ascensión grasas	0,24	m ³ /m ² ·min
Velocidad de circulación a través del canal	0,04	m/s
Relación longitud/ anchura	1,00	-
Tiempo de retención hidráulica	0,91	min

La velocidad de circulación debe estar comprendida entre 0,04 y 0,3 m/s para evitar que las arenas sean arrastradas por las corrientes.

Para hallar los parámetros de diseño del desengrasador se parte de un caudal de diseño sumando el caudal diario más el caudal de lluvia como en el caso de las rejillas de desbaste.

Con los parámetros de partida de caudal y velocidad de caudal puede obtenerse la superficie mediante la ecuación 4.22.

$$S = \frac{Q}{V_{ascensional}} \quad (4.22)$$

$$S = \frac{68,18 \text{ m}^3/h}{0,24 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{min}} \cdot \frac{60 \text{ min}}{1h}} = 4,73 \text{ m}^2$$

Con el parámetro de partida de la velocidad de circulación a través del canal se puede hallar la sección (ec 4.23).

$$\text{Sección} = \frac{Q}{V_{el.caudal de circulación}} \quad (4.23)$$

$$\text{Sección} = \frac{68,18 \text{ m}^3/h}{0,04 \text{ m/s}} \cdot \frac{1h}{3600 s} = 0,47 \text{ m}^2$$

Conociendo el tiempo de retención como parámetro de partida y el caudal de diseño se puede conocer el volumen unitario mediante la ecuación 4.24.

$$V_{unitario} = \left(\frac{Tr}{60} \right) \cdot Q \quad (4.24)$$

$$V_{unitario} = \left(\frac{0,91}{60} \right) \cdot 68,18 = 1,03 \text{ m}^3$$

A partir del valor de volumen unitario y la sección se conoce el valor de la longitud mediante la ecuación 4.25.

$$L = \frac{V_{unitario}}{\text{Sección}} \quad (4.25)$$

$$L = \frac{1,03 \text{ m}^3}{0,47 \text{ m}^2} = 2,19 \text{ m}$$

Con el volumen unitario y la superficie se obtiene la profundidad mediante la ecuación 4.26.

$$P = \frac{V_{unitario}}{Superficie} \quad (4.26)$$

$$P = \frac{1,03 \text{ m}^3}{4,73 \text{ m}^2} = 0,22 \text{ m}$$

Mediante los datos obtenidos se puede hallar la anchura con la ecuación 4.27.

$$\text{Anchura (A)} = \frac{V_{unitario}}{(profundidad \cdot longitud)} \quad (4.27)$$

$$A = \frac{1,03 \text{ m}^3}{0,22 \text{ m} \cdot 2,19 \text{ m}} = 2,14 \text{ m}$$

4.2 Lagunas

Se recomienda que el número de lagunas sea el mayor posible y como mínimo deben construirse tres lagunas ya que el rendimiento aumentaría con esta disposición, pues se minimiza la concentración de algas en la última laguna, obteniéndose un efluente de mayor calidad.

En este diseño se pondrán dos lagunas de cada tipo en paralelo, de esta manera se pueden realizar trabajos de limpieza o mantenimiento sin necesidad alguna de parar la depuradora.

4.2.1 Lagunas facultativas

En la tabla 4.7 se muestran los parámetros de partida para poder llevar a cabo la ejecución de la obra de las lagunas facultativas.

Tabla 4.7 Parámetros de partida de las lagunas facultativas.

Parámetros de partida	Caudal diario	Unidades
Caudal de diseño	5,20	m ³ /h
Número de lagunas en paralelo	4,00	-
Pendiente interior del talud(proyección horizontal/profundidad)	1:3	-
Concentración DBO en la entrada	214	mg/l
Carga superficial	150	kg DBO/ha. día
Profundidad útil lagunas	2,5	m
Relación longitud/anchura de las lagunas	2,00	-

Para el diseño de las lagunas se necesita saber los kg de DBO₅ por día que se tienen, expresados en la ecuación 4.28, para ello se toman datos de la DBO y SS mostrados en el apartado 2.3.4 de caracterización de las aguas residuales.

$$\frac{Kg}{día} DBO_5 = \frac{DBO_5 \cdot Q}{1000} = \frac{214 \cdot 125}{1000} = 26,75 \frac{Kg}{día} DBO_5 \quad (4.28)$$

Para el cálculo de los kg de sólidos en suspensión por día se realiza según la ecuación 4.29.

$$\frac{Kg}{día} SS = \frac{SS \cdot Q}{1000} = \frac{223 \cdot 125}{1000} = 27,87 \frac{Kg}{día} DBO_5 \quad (4.29)$$

Se ha fijado una carga superficial de 150 Kg/ha·día, con este dato y la carga de DBO5 que entra en las lagunas se puede hallar la superficie de estas, (ec. 4.30).

$$S = 26,75 \frac{kg DBO}{día} \cdot \frac{ha}{150 Kg DBO_5} = 0,178 ha = 1783 m^2 \quad (4.30)$$

Sabiendo la superficie y fijando la altura de las lagunas en 2,5 metros se obtiene el volumen de laguna necesario según la ecuación 4.31.

$$V_{total} = S \cdot altura = 1783 m^2 \cdot 2,5 m = 4457,5 m^3 \quad (4.31)$$

Con el caudal y el volumen se obtiene el tiempo de retención (ec. 4.32).

$$t_r = \frac{V}{Q} = \frac{4457,5 m^3}{125 \frac{m^3}{día}} = 35,66 días \quad (4.32)$$

Como se utilizan 2 lagunas el volumen, superficie y el caudal se dividen entre 2 para obtener el de cada laguna según las ecuaciones 4.33, 4.34 y 4.35.

$$V_{laguna} = \frac{V_{total}}{2} = \frac{4457,5}{2} = 2228,75 m^3 \quad (4.33)$$

$$Q_{laguna} = \frac{Q_{total}}{2} = \frac{125}{2} = 62,50 m^3 /día \quad (4.34)$$

$$S_{laguna} = \frac{S_{total}}{2} = \frac{1783}{2} = 891,50 m^2 \quad (4.35)$$

4.2.2 Lagunas de maduración

En la tabla 4.8 se muestran los parámetros de partida para el diseño de las lagunas de maduración.

Tabla 4.8 Parámetros de partida de las lagunas maduración.

Parámetros de partida	Caudal diario	Unidades
Caudal de diseño	5,20	m ³ /h
Número de lagunas en serie	2,00	-
Pendiente interior del talud	1:3	-
Profundidad útil lagunas	0,70	m
Relación longitud/anchura de las lagunas	2,00	-
Coliformes de entrada	$7,4 \cdot 10^6/100\text{ml}$	-

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 $7,4 \cdot 10^6/100\text{ml}$ (véase apartado 2.3.4), a la entrada de las lagunas de maduración se habrían quedado en lo mostrado en la ecuación 4.36.

$$\text{Coliformes}_{\text{influyente}} (N_i) = \frac{7,4 \cdot 10^6}{100\text{ml}} \cdot \left(\frac{25}{100}\right) = 1,8 \cdot 10^6/100\text{ml} \quad (4.36)$$

El agua a la salida de las lagunas de maduración reducirá sus coliformes totales en un 90% resultando así la concentración del efluente (ec.4.37).

$$\text{Coliformes}_{\text{efluente}} (N_e) = \frac{1,8 \cdot 10^6}{100\text{ml}} \cdot \left(\frac{10}{100}\right) = 1,8 \cdot 10^5/100\text{ml} \quad (4.37)$$

Una vez conocidos estos datos se halla el tiempo de retención según las ecuaciones de MARA, 1976(ec.4.38).

$$N_e = \frac{N_i}{1 + K_b \cdot t_{\text{retencion}}} \quad (4.38)$$

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 4.39 .

$$K_b = K_{20} \theta^{(T-20)} \quad (4.39)$$

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 es de 16°C, K_b nos da:

$$K_b = 2,6 \cdot 1,19^{(16-20)} = 1,3$$

Despejando el tiempo de retención en la ecuación 4.38, se obtiene el valor de éste.

$$t_{\text{retencion}} = \left(\frac{1,8 \cdot 10^6 / 100ml}{1,8 \cdot 10^5 / 100ml} - 1 \right) / 1,3 = 6,9 \approx 7 \text{ días}$$

Sabiendo el tiempo de retención se puede obtener el volumen de las lagunas según la ecuación 4.40.

$$V_{\text{total}} = Q \cdot t_{\text{retencion}} = 125 \text{ m}^3/\text{día} \cdot 7 \text{ días} = 875 \text{ m}^3 \quad (4.40)$$

Sacando también con este valor obtenido la superficie de las lagunas (ec. 4.41).

$$S = \frac{V_{\text{total}}}{\text{Profundidad}} = \frac{875}{0,7} = 1250 \text{ m}^2 \quad (4.41)$$

4.3 Aliviaderos

4.3.1 Aliviadero de entrada de pozo de gruesos y desarenador

En la tabla 4.9 se muestran los parámetros de diseño para el aliviadero a la entrada del pozo de gruesos y desarenador.

Tabla 4.9 Parámetros partida aliviadero entrada pozo de gruesos y desarenador.

Parámetros de partida	Caudal diario + lluvia	Unidades
Caudal de diseño	68,18	m ³ /h
Coeficiente de punta	2,00	-
Numero de líneas	1,00	-
Caudal vertido	62,98	m ³ /h
Relación profundidad útil/anchura del canal	1,00	-
Altura de vertido máxima	0,25	m

Usando un caudal de diseño de $Q = 62,98 + 5,20 = 68,18 \text{ m}^3/\text{h}$ y un caudal máximo de $Q_{\text{máx}} = 10,40 + 62,98 = 73,38 \text{ m}^3/\text{h}$ se puede hallar el caudal mínimo mediante la ecuación 4.42.

$Q_{\text{min}} = Q \cdot K$ siendo k el valor comprendido de la población de 50 %, $k = 0,5$. **(4.42)**

$$Q_{\text{min}} = 68,18 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 0,5 = 34,09 \text{ m}^3/\text{h}$$

Una vez se tiene el caudal mínimo se puede determinar el caudal punta (ec.4.43) junto al coeficiente de punta que se fija en un valor igual a 3 según la figura 4.2 que relaciona el caudal medio con el factor punta.

$$Q_p = 3 \cdot Q \quad \textbf{(4.43)}$$

$$Q_p = 3 \cdot 68,18 = 204,54 \text{ m}^3/\text{h}$$

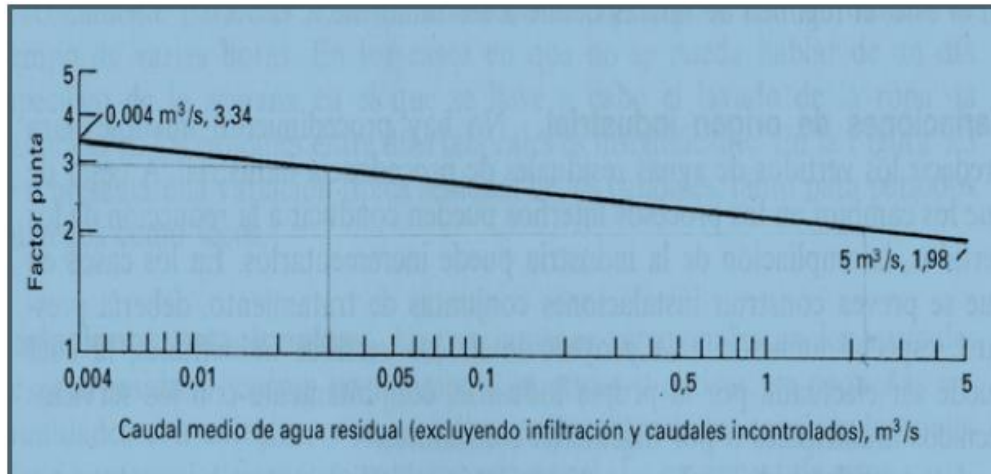


Figura 4.2 Gráfica para determinar el factor punta.

El caudal de vertido Q_v es el caudal debido a las lluvias: $Q_v = 62,98 \text{ m}^3/\text{h}$.

Con este valor se puede determinar la longitud del aliviadero mediante la ecuación 4.44, con valor de $Q_v = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$L = \frac{Q_v}{1,9 \cdot \sqrt{h^3}} = \frac{0,019}{1,9 \cdot \sqrt{0,25^3}} = 0,08 \text{ m} \quad (4.44)$$

4.3.2 Aliviadero de entrada a las lagunas

En la tabla 4.10 se muestran los parámetros de partida del aliviadero a la entrada a las lagunas.

Tabla 4.10 Parámetros de partida aliviadero entrada a las lagunas.

Parámetros de partida	Caudal diario + lluvia	Unidades
Caudal de diseño	5,20	m^3/h
Caudal máximo	68,18	m^3/h
Caudal mínimo	4,05	m^3/h
Numero de líneas	1,00	-
Caudal vertido	62,98	m^3/h
Relación profundidad/anchura canal	1,00	-
Altura de vertido máxima	0,25	m

Se usa un caudal de diseño de $Q = 5,20 \text{ m}^3/\text{h}$ y un caudal máximo de:

$$Q_{\text{máx}} = 5,20 + 62,98 = 68,18 \text{ m}^3/\text{h}.$$

El caudal de vertido Q_v es el caudal debido a las lluvias: $Q_v = 62,98 \text{ m}^3/\text{h}$.

Con este valor se puede determinar la longitud del aliviadero mediante la ecuación 4.45, con valor de $Q_v = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$L = \frac{Q_v}{1,9 \cdot \sqrt{h^3}} = \frac{0,019}{1,9 \cdot \sqrt{0,25^3}} = 0,08 \text{ m} \quad (4.45)$$

4.4 Medidor de caudal

Mediante la tabla de la figura 4.3 se pueden hallar los valores necesarios para diseñar el caudal Parshall para el proceso de depuración.

$$\text{Se tiene un caudal } Q = 5,20 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \cdot \frac{1\text{h}}{3600\text{s}} = 0,00144 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

L _n	W	A	2/3 A	W _c	B	C	D	E	F	G	K	N	R	M	P	X	Y	Caudal	
																		Flujo Libre	
																		Min.	Máx.
7	7.6	46.7	31.1	19.8	45.7	17.8	25.9	61.0	15.2	30.5	2.5	5.7	40.6	30.5	76.8	2.5	3.8	0.0008	0.0538
15	15.2	62.1	41.4	31.5	61.0	39.4	39.7	61.0	30.5	61.0	7.6	11.4	40.6	30.5	90.2	7.6	7.6	0.0014	0.1104
22	22.9	88.0	58.7	46.0	86.4	38.1	57.5	76.2	30.5	45.7	7.6	11.4	40.6	30.5	108.0	7.6	7.6	0.0025	0.2520
30	30.5	137.2	91.4	66.5	134.3	61.0	84.5	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	50.8	38.1	149.2	7.6	7.6	0.0031	0.4559
45	45.7	144.8	96.5	83.6	134.3	76.2	102.6	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	50.8	38.1	167.6	7.6	7.6	0.0042	0.6966
60	61.0	152.4	101.6	120.3	149.5	91.4	149.9	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	50.8	38.1	185.4	7.6	7.6	0.0119	0.9373
90	91.5	167.6	111.8	135.3	164.5	121.9	157.2	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	50.8	38.1	222.3	7.6	7.6	0.0173	1.4272
120	121.9	182.9	121.9	169.8	179.4	152.4	193.7	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	61.0	45.7	271.1	7.6	7.6	0.0368	1.9227
150	152.4	198.1	132.1	204.3	194.3	182.9	230.2	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	61.0	45.7	308.0	7.6	7.6	0.0453	2.4239
180	182.9	213.4	142.3	238.8	209.2	213.4	266.7	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	61.0	45.7	344.2	7.6	7.6	0.0736	2.9308
210	213.4	228.6	152.4	273.3	224.2	243.8	303.2	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	61.0	45.7	381.0	7.6	7.6	0.0850	3.4377
240	243.8	243.8	162.6	307.7	239.1	274.3	339.7	91.4	61.0	91.0	7.6	22.9	61.0	45.7	417.2	7.6	7.6	0.0991	3.9502

Figura 4.3 Dimensiones (en cm) y caudales (en m³/s) de los medidores Parshall.

4.5 Pérdidas de carga

En una conducción de agua, ésta ejerce presión contra las paredes de los canales o tuberías por los que pasa, esto unido a la velocidad del agua con respecto a las paredes de las conducciones hacen aparecer fuerzas de rozamiento en sentido contrario al movimiento.

Además de esto, el propio movimiento, con su turbulencia, provoca choques entre las moléculas, lo que también es causa de pérdidas de energía o cargas (parte de la energía mecánica del líquido se ha transformado en calor).

Si bien esta energía no ha desaparecido, para los efectos prácticos de la corriente líquida se ha perdido ya que no puede recuperarse: es energía mecánica transformada en calor.

En conducciones de agua estas pérdidas de agua se pueden compensar de manera sencilla introduciendo energía potencial, es decir, con una diferencia de alturas entre la entrada y la salida de la conducción.

Se hace una estimación de la pérdida de carga en los distintos elementos que atraviesa el caudal de agua residual.

Para calcular la pérdida de carga en los conductos abiertos se utiliza la fórmula de Darcy- Weisbach (ec. 4.46).

$$H_{rp} = f \cdot \left(\frac{L \times V^2}{D \times 2g} \right) \quad (4.46)$$

H_{rp} = Pérdida de carga (m).

f = Coeficiente de pérdida de carga de Darcy.

V = Velocidad.

L = Longitud del canal.

D = Diámetro.

g = Gravedad = 9,8 m/s².

Se dividen las pérdidas de carga en tres apartados, según el elemento que atraviesa:

- Pérdidas de carga en conductos abiertos.
- Pérdidas de carga en rejillas.
- Pérdidas de carga en conductos cerrados (tuberías).

A continuación se detallan y calculan cada uno de los tipos de pérdidas de carga.

- Pérdidas de carga en conductos abiertos.

Para poder utilizar la fórmula de Darcy-Weisbach en conductos de geometría distinta a la circular se tiene que sustituir en la ecuación el diámetro por el radio hidráulico, como muestra la ecuación 4.47.

$$R_h = \text{Radio hidráulico} = \frac{\text{Área transversal de flujo}}{\text{Perímetro mojado}} \quad (4.47)$$

En primer lugar se calculan los parámetros geométricos necesarios, mojado, área, radio hidráulico, longitud y velocidad, mostrados en la tabla 4.11.

Tabla 4.11 Cálculos previos pérdidas de carga en conductos abiertos

Elemento	Perímetro mojado (m)	Área (m ²)	Radio hidráulico (m)	Longitud (m)	Velocidad (m/s)
Obra de llegada	0,60	0,09	0,150	0,5	0,2100
Pozo de gruesos	2,29	0,29	0,127	3,29	0,0600
Pozo g. pequeño	0,80	0,04	0,044	1,53	0,0400
Desengrasador	4,78	4,73	0,988	2,17	0,0040
Aliviadero entrada lagunas	0,60	0,09	0,150	0,50	0,0156

Para poder calcular la pérdida de carga se tiene que conocer previamente el factor de fricción, que es función del número de Reynolds, el factor de fricción tendrá una expresión distinta dependiendo de si el líquido que atraviesa el canal está en régimen turbulento o régimen laminar, como se muestra en la tabla 4.12.

Tabla 4.12. Pérdidas de carga en conductos abiertos.

Elemento	Reynolds	Rugosidad	R. Relativa	Re	Factor de fricción	Pérdida de carga (m)
Obra de llegada	125498,01	3	5,0000	1	14,62	0,027411731
Pozo de gruesos	30423,96	3	5,8928	1	6,12	0,007265772
Pozo g. pequeño	7041,16	3	16,9748	1	0,57	0,000403683
Desengrasador	15745,79	3	0,7591	1	0,53	$2,37188 \cdot 10^{-07}$
Aliviadero	9333,04	3	5,0000	1	14,64	0,000151603

Tampoco se han tenido en cuenta las pérdidas de carga en los medidores de caudal ya que se pueden considerar despreciables. Se desprecian también las pérdidas de carga en las lagunas debido a la baja velocidad del agua a través de ellas, por lo que se puede considerar casi nula.

- Pérdida de carga en rejas

Para calcular las pérdidas de carga en las rejas de desbaste se utiliza una particularización de la fórmula Darcy-Weisbach para pérdidas de carga en rejas, sustituyendo el diámetro, la longitud y el factor de fricción por un coeficiente empírico, y en el que la velocidad utilizada es una diferencia cuadrática entre la velocidad entre las rejas y la velocidad antes de las rejas, como se muestra en la ecuación 4.48.

$$H_{rp} = \frac{1}{0,7} \times \left(\frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \quad (4.48)$$

En la tabla 4.13 se muestran las pérdidas de carga en rejas y la velocidad antes y entre éstas.

Tabla 4.13 Pérdidas de carga en rejas.

Elemento	Vel. antes rejas (m/s)	Vel. entre rejas (m/s)	Pérdida de carga (m)
Rejas	0,56	0,90	0,036

- Pérdidas de carga en conductos cerrados (tuberías)

Para transferir el caudal de agua residual de un elemento al siguiente se utilizan tuberías de un metro de longitud. Antes de calcular las pérdidas de carga que sufre el agua residual al atravesar las tuberías se va a calcular el diámetro para dichas tuberías. Para calcular del diámetro se tiene en cuenta la velocidad de paso del agua a través de la tubería, la cual debe ser mayor que una velocidad mínima, a partir de la cual aparecerían depósitos o sedimentos en la tubería, y menor una velocidad máxima para evitar el desgaste excesivo de la tubería, como se muestra en la tabla 4.14.

Tabla 4.14 Velocidades mínimas y máximas en tuberías.

Material	Velocidad máxima (m/s)	Velocidad mínima (m/s)
Hormigón simple hasta 45 cm. Ø	0,30	3,00
Hormigón reforzado a partir 60cm. Ø	0,30	3,50
Acero con revestimiento	0,30	5,00
Acero sin revestimiento	0,30	5,00
Acero galvanizado	0,30	5,00
Fibrocemento	0,30	5,00
Hierro fundido	0,30	5,00
Hierro dúctil	0,30	5,00
PEAD	0,30	5,00
PVC	0,30	5,00

Se elige como material PVC, puesto que es el material más adecuado viendo sus pérdidas de carga y sus características que se muestran en la tabla 4.15.

Tabla 4.15 Datos tubería de PVC de entrada.

Caudal (m ³ /h)	Vel. máxima (m/s)	Vel. mínima (m/s)	Área máxima (m ²)	Área mínima (m ²)	Diámetro máximo (m)	Diámetro mínimo (m)
68,18	5	0,3	0,063	0,00378	0,2832209	<u>0,0693746</u>
5,20	5	0,3	0,004685	<u>0,000281</u>	0,0772357	0,0189188

Una vez calculados los diámetros mínimos y máximos de las tuberías, se busca el diámetro normalizado de tubería que mejor se adapte a las necesidades de la depuradora a diseñar, como se muestra en la tabla 4.16.

Tabla 4.16. Tubería de PVC según norma UNE 53.114.

Diámetro exterior (mm)	Serie C(Fecal)		
	Espesor (mm)	D. interior (mm)	Cont. Agua (l/m)
32	3,2	25,6	0,51
40	3,2	33,6	0,89
50	3,2	43,6	1,49
<u>83</u>	<u>3,2</u>	<u>76,6</u>	<u>4,61</u>
110	3,2	103,6	8,43
125	3,2	118,6	11,05
160	3,2	153,6	18,53
200	4,0	192,0	28,95

La tubería que mejor se adapta a las necesidades es la de diámetro exterior de 83 mm, puesto que tiene un diámetro interior de 76,6mm.

Por último para calcular la pérdida de carga de las tuberías se utiliza directamente la fórmula Darcy-Weisbach, teniendo en cuenta que al igual que con las pérdidas de carga en conductos abiertos antes se debe calcular el factor de fricción, que es función del número de Reynolds, (tabla 4.17).

Tabla 4.17. Pérdidas de carga en tuberías.

Parámetro	68,18 m³/h	5,20 m³/h	Unidades
Diámetro	0,766	0,766	m
Longitud	2	4	m
Velocidad	0,0410	0,0031	m/s
Reynolds	125161,12	9307,98	-
Rugosidad	0,0015	0,0015	m
R. Relativa	0,0020	0,0020	m
Factor de fricción	0,02	0,02	-
Pérdida de carga	$1,30 \cdot 10^{-06}$	$1,44 \cdot 10^{-08}$	m

4.6 Nomenclatura

En la tabla 4.18 se muestra la nomenclatura específica del apartado 4 que redacta los cálculos de la obra.

Tabla 4.18 Nomenclatura del punto 4, cálculos de la obra.

Nomenclatura	Parámetro	Unidades
CEDEX	Centro de estudios y experimentación en obras públicas	-
SIGPAC	Sistema de información geográfica de parcelas agrícolas	-
CM	Coefficiente de mayoración	-
t_r	Tiempo de retención	s
C_s	Carga superficial	$m^3/m^2 \cdot min$
h	Altura superficie libre del agua (calado)	m
A	Anchura del canal	m
P	Profundidad útil	m
N_i	Coliformes influente	ml^{-1}
N_e	Coliformes efluente	ml^{-1}
K_b	Constante de velocidad	-
Q_p	Caudal punta	m^3/h
Q_v	Caudal vertido	m^3/h
R_h	Radio hidráulico	m
PEAD	Polietileno de alta densidad	-
$Q_{m\acute{a}x}$	Caudal máximo	m^3/h
V	Volumen	m^3
S	Superficie	m^2
L	Longitud	m
A	Anchura del canal	m
V_{limpia}	Velocidad de reja limpia	m/s
$V_{rejasucia}$	Velocidad de reja sucia	m/s
$V_{maxlimpia}$	Velocidad máxima reja limpia	m/s
$V_{colmatada}$	Velocidad de paso con reja colmatada	m/s
V_{total}	Volumen total de las lagunas	m^3
V_{laguna}	Volumen laguna	m^3
H_{rp}	Pérdida de carga	m
f	Coefficiente de pérdida de carga de Darcy	-



5. PRESUPUESTO

- **5.1 Presupuesto general E.D.A.R.**
 - **5.1.1 Acondicionamiento del terreno.**
 - **5.1.2 Instalaciones E.D.A.R.**
 - **5.1.3 Casetas usos varios.**
 - **5.1.4 Cerramientos.**
 - **5.1.5 Material adicional.**
- **5.2 Mantenimiento E.D.A.R.**
 - **5.2.1 Mantenimiento general E.D.A.R.**
 - **5.2.1 Mantenimiento instalaciones E.D.A.R.**
- **5.3 Explotación E.D.A.R.**
- **5.4 Nomenclatura.**

5. Presupuesto

5.1 Presupuesto general E.D.A.R

Acondicionamiento del terreno	11.973,00 €
Instalaciones E.D.A.R	204.799,807 €
Casetas usos varios	17.034,09 €
Cerramientos	5.745,49 €
Material adicional	3.500,00 €
Total	243.052,387 €

5.1.1 Acondicionamiento del terreno

Adquisición del terreno

Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
2,40	m ²	3070	7.368

Desbroce y limpieza del terreno

Desbroce y limpieza del terreno, profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados, carga a camión, y transporte a vertedero autorizado.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
H	Pala cargadora s/neumáticos 85 CV/1,2 m ³	0,015	46,36	0,70
H	Motosierra a gasolina	0,004	3,00	0,01
H	Camión basculante a 10t. de carga	0,020	32,96	0,66
H	Peón ordinario construcción	0,004	14,08	0,06
%	Medios auxiliares	2,000	1,43	0,03
%	Costes indirectos	3,000	1,46	0,04
Total				1,50

Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
1,50	m ²	3070	4.605

Sumando el precio de adquisición del terreno al de desbroce y limpieza se obtiene el coste total de acondicionamiento del terreno.

Presupuesto acondicionamiento del terreno	11.973€
--	----------------

5.1.2 Instalaciones E.D.A.R

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.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
H	Excavadora hidráulica s/neumáticos 100 CV/1,2 m ³	0,383	43,55	16,68
H	Peón ordinario construcción	0,200	14,08	2,82
%	Medios auxiliares	2,000	19,50	0,39
%	Costes indirectos	3,000	19,89	0,60
Total €				20,49

Laguna facultativa

Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
20,69	m ³	4457,5	92.225,67

Laguna maduración

Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
20,69	m ³	875	18.103,75

Excavación de zanjas y pozos con medios naturales

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

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
H	Peón ordinario construcción	1,510	14,08	21,26
%	Medios auxiliares	2,000	21,26	0,43
%	Costes indirectos	3,000	21,69	0,65
Total €				22,34

Pozo de gruesos + desarenador

Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
22,34	m ³	1,15	25,69

Rejas de desbaste

Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
22,34	m ³	0,024	0,54

Desengrasador			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
22,34	m ³	1,03	23,01

Aliviadero entrada pozo de gruesos			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
22,34	m ³	0,045	1,00

Aliviadero entrada lagunas			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
22,34	m ³	0,045	1,00

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.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
H	Camión basculante a 20t. de carga	0,123	42,23	5,19
%	Medios auxiliares	2,000	5,19	0,10
%	Costes indirectos	3,000	5,29	0,16
Total €				5,45

Laguna facultativa			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
5,45	m ³	4457,5	24.293,38

Laguna maduración			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
5,45	m ³	875	4.768,75

Pozo de gruesos + desarenador			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
5,45	m ³	1,15	6,26

Rejas de desbaste			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
5,45	m ³	0,024	0,13

Desengrasador			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
5,45	m ³	1,03	5,6

Aliviadero entrada pozo de gruesos			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
5,45	m ³	0,045	0,24

Aliviadero entrada lagunas			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
5,45	m ³	0,045	0,24

Muro pantalla de hasta 6m de profundidad en terreno granular

Muro pantalla de profundidad menor de 6 m, en terreno granular, con HA-25/F/20/iia fabricado en central y vertido desde camión a través de tubo Tremie, acero UNE-EN 10080 B 400 S, 30kg/m², de 20 a 45 cm de espesor.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Kg	Acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 400 S, elaborado en taller y colocado en obra, diámetros varios.	30,000	0,90	27,00
Kg	Lodo tixotrópico (bentonita).	6,200	0,87	5,39
m ³	Hormigón HA-25/F/20/iia, fabricado en central vertido desde camión.	0,585	73,91	43,24
Ud	Repercusión por m ² de muro pantalla de 45 cm de espesor, de los trabajos de excavación con lodos en terreno granular estable sin rechazo en el SPT, colocación de armaduras y hormigonado, incluso personal y maquinaria.	1,005	47,25	47,49
%	Medios auxiliares	2,000	123,12	2,46
%	Costes indirectos	3,000	158,58	3,77
			Total €	129,35

Pozo de gruesos + desarenador			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
129,35	m ²	1,22	157,807

Rejas de desbaste			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
129,35	m ²	0,90	116,42

Desengrasador			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
129,35	m ²	6,25	808,44

Aliviadero entrada pozo de gruesos			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
129,35	m ²	1,28	125,57

Aliviadero entrada lagunas			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
129,35	m ²	1,28	125,57

Solera de hormigón

Solera de HM-10/F/20/I fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor, extendido y vibrado manual, con acabado superficial mediante fratasadora mecánica.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ³	Hormigón HM-10/F/20/I, fabricado en central, vertido desde camión.	0,105	45,02	4,73
m ²	Panel rígido de poliestireno expandido, según UNE-EN 13163, mecanizado lateral recto, de 20 mm de espesor, resistencia térmica 0,55(m ² k)/W, conductividad térmica 0,036 W/ (mk), para junta de dilatación.	0,050	1,34	0,07
m	Masilla bicomponente, resistente a hidrocarburos y aceites, para sellado de juntas de retracción en soleras de hormigón.	0,800	1,02	0,82
m	Aserrado de juntas de retracción en pavimento continuo de hormigón.	0,400	0,66	0,26
H	Dumper autocargable de 2t de carga útil, con mecanismo hidráulico.	0,019	9,27	0,18
H	Regla vibrante de 3m.	0,085	4,67	0,40
H	Fratasadora mecánica de hormigón.	0,555	5,07	2,81
H	Equipo para corte de juntas en soleras de hormigón.	0,101	9,09	0,92
H	Oficial 1ª construcción	0,064	15,29	0,98
H	Ayudante construcción	0,064	14,88	0,95
H	Peón ordinario construcción	0,032	14,08	0,45
%	Medios auxiliares	2,000	12,57	0,25
%	Costes indirectos	3,000	12,82	0,38
			Total €	13,20

Pozo de gruesos + desarenador			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
13,20	m ²	1,25	16,5

Rejas de desbaste			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
13,20	m ²	0,05	0,66

Desengrasador			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
13,20	m ²	4,71	62,17

Aliviadero entrada pozo de gruesos			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
13,20	m ²	0,15	1,98

Aliviadero entrada lagunas			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
13,20	m ²	0,15	1,98

Reja de desbaste

Reja metálica compuesta por bastidor de cuadradillo de perfil macizo de acero laminado en caliente de 12x12 mm, barrotes horizontales de pletina de perfil macizo de acero laminado en caliente de 20x6 mm y barrotes verticales de tubo cuadrado de perfil hueco de acero laminado en frío de 20x20x1,5 mm, montaje atornillado en hormigón.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m	Cuadradillo de perfil macizo de acero.	3,330	1,04	3,46
m	Pletina de perfil macizo de acero.	5,000	0,96	4,80
m	Tubo cuadrado de perfil hueco de acero.	10,000	0,82	8,20
Ud	Repercusión, por m ² reja, de elementos fijación hormigón: tacos expansión acero, tornillos especiales, pasta.	1,000	3,02	3,02
kg	Imprimación SHOP-PRIMER a base de resinas pigmentadas con óxido de hierro rojo, cromato de zinc y fosfato de zinc.	0,160	9,95	1,59
H	Oficial 1ª cerrajero.	0,712	15,54	11,06
H	Ayudante cerrajero.	0,712	14,94	10,64
%	Medios auxiliares	2,000	42,77	0,86
%	Costes indirectos	3,000	43,63	1,31
Total €				44,94

Rejas de desbaste		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
44,94	1	44,94

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), 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, 150 g/m.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ³	Mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N tipo M-5, confeccionado en obra con 250 kg/m ³ de cemento y una proporción en volumen 1/6, con resistencia a compresión a 28 días de 5N/mm ² .	0,020	115,30	2,31
kg	Imprimación asfáltica, tipo EB UNE 104231	0,500	1,71	0,86
m ²	Lámina de betún modificado con elastómero SBS, UNE- EN 13707, LBM(SBS)-30/FV(50), con armadura de fieltro de fibra de vidrio de 60 g/m ² , de superficie no protegida.	1,100	5,91	6,50
m	Barra de refuerzo de betún modificado con elastómero SBS LBM-30-FP, UNE-EN 13707, de 33 cm de ancho, masa nominal 3kg/m2, con armadura de fibra de polipropileno de 160 g/m ² , acabada con film plástico en ambas caras.	0,500	3,10	1,55
m ²	Geotextil de poliéster no tejido, 150 g/m ² , para capa separadora.	1,100	0,68	0,75
H	Oficial 1ª aplicador de láminas impermeabilizantes.	0,095	15,29	1,45
H	Ayudante aplicador de láminas impermeabilizantes.	0,095	14,88	1,41
H	Peón especializado construcción	0,080	14,54	1,16
H	Peón ordinario construcción	0,080	14,08	1,13
%	Medios auxiliares	2,000	17,12	0,34
%	Costes indirectos	3,000	17,46	0,52
			Total €	17,98

Laguna facultativa			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
17,98	m ²	1783	32.058,34

Laguna maduración			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
17,98	m ²	1250	22.475

Medidor de caudal

Medidor de caudal Parshall modelo fabricado en Remosa, zona industrial Abadal, Súria (Barcelona).

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ³	Vaciado	5	20,49	102,45
Ud.	Medidor de caudal Parshall	1	4300	4300
H	Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 30t y 27 m de altura máxima de trabajo.	0,5	67,31	33,65
H	Oficial 1ª construcción.	0,064	15,29	0,98
H	Ayudante construcción	0,064	14,88	0,95
H	Peón ordinario construcción	0,032	14,08	0,45
%	Medios auxiliares	2,000	12,57	0,25
%	Costes indirectos	3,000	12,82	0,38
Total €				4439,11

Medidor de caudal entrada lagunas		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
4439,11	1	4439,11

Medidor de caudal salida lagunas		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
4439,11	1	4439,11

Arqueta de reparto

Arqueta de paso, prefabricada de hormigón, registrable, de dimensiones interiores 40x40x50 cm.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ³	Hormigón HM- 20/b/20/I, fabricado en central, vertido con cubilote.	0,074	49,09	3,63
Ud.	Arqueta con fondo, registrable, prefabricada de hormigón fck=25 mpa, de 40x40x50 cm de medidas interiores, para saneamiento.	1,000	36,44	36,44
Ud.	Marco y tapa prefabricados de hormigón armado fck=25 mpa, para arquetas de saneamiento de 40x40 cm, espesor de la tapa 4 cm.	1,000	12,43	12,43
T	Grava de cantera, de 19 a 25 mm de diámetro.	0,355	7,23	2,57
H	Retrocargadora s/neumáticos 75CV	0,043	37,08	1,59
H	Oficial 1ª construcción.	0,398	15,29	6,09
H	Peón ordinario construcción	0,471	14,08	6,63
%	Medios auxiliares	2,000	69,38	1,39
%	Costes indirectos	3,000	70,77	2,12
Total €				72,89

Arqueta de reparto lagunas facultativas

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
72,89	2	145,78

Arqueta de reparto lagunas maduración

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
72,89	2	145,78

Tubería PVC 6 atm. D=75 mm

Tubería de PVC de Ø 75mm., para presión de trabajo de 6 atmosferas, incluso p/p de piezas especiales, cama de arena de 20 cm, rasanteo de la misma, colocación de la tubería, relleno de arena de 15cm.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Hr	Oficial 1ª	0,270	14,80	4,00
Hr	Peón suelto	0,270	13,58	3,67
m ³	Arena de río (0-5mm)	0,210	18,00	3,78
m	Tubo PVC 75mm., 6 atm.	1,000	1,36	1,36
%	Costes indirectos (s/total)	0,128	3,00	0,38
Total €				13,19

Tubería PVC 6atm. D=76,6mm

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
13,19	5	65,95

Bidón para almacenar residuos peligrosos

Bidón de 200 litros de capacidad para residuos peligrosos, apto para almacenar residuos de líquidos acuosos.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Bidón de 200 l de capacidad, apto para almacenar residuos peligrosos.	1,000	60,00	60,00
H	Peón ordinario construcción.	0,080	14,08	1,13
%	Medios auxiliares.	2,000	61,13	1,22
%	Costes indirectos.	3,000	62,35	1,87
			Total €	64,22

Bidón para almacenar residuos peligrosos

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
64,22	1	64,22

Bidón para almacenar residuos sólidos urbanos

Bidón de 200 litros de capacidad para residuos peligrosos, apto para almacenar residuos sólidos urbanos.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Bidón de 200 l de capacidad, apto para almacenar residuos peligrosos.	1,000	45,00	45,00
H	Peón ordinario construcción.	0,080	14,08	1,13
%	Medios auxiliares.	2,000	61,13	1,22
%	Costes indirectos.	3,000	62,35	1,87
			Total €	49,22

Bidón para almacenar residuos peligrosos

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
49,22	1	49,22

Presupuesto instalaciones E.D.A.R	204.799,807 €
--	----------------------

5.1.3 Casetas para usos varios

Encofrado para losa de cimentación

Encofrado recuperable metálico en losa de cimentación.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ²	Encofrado con panel metálico.	1,000	4,60	4,60
m	Fleje para encofrado metálico.	0,500	0,29	0,15
kg	Alambre para atar, de 1,30 mm de Ø.	0,050	1,33	0,07
kg	Puntas de acero de 20x100mm.	0,040	7,00	0,28
H	Oficial 1ª construcción.	0,120	15,29	1,83
H	Peón ordinario construcción.	0,120	14,08	1,69
%	Medios auxiliares	2,000	8,62	0,17
%	Costes indirectos	3,000	8,79	0,26
Total €				9,05

Encofrado para losa de cimentación			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
9,05	m ²	50	452,5

Soporte de hormigón armado

Soporte rectangular o cuadrado de hormigón armado, HA-25/B/20/iaa fabricado en central y vertido con cubilote, acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 120 kg/m³, encofrado con molde reutilizable Geotube cuadrado y rectangular “DALIFORMA” (hormigón visto), hasta 3 m de altura libre y 30x30 cm de sección media.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Separador de plástico rígido.	12,000	0,05	0,60
Kg	Acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, elaborado en taller y colocado en obra, diámetros varios.	120,000	0,91	109,20
m	Montaje y desmontaje de encofrado para soportes de hormigón armado, de hasta 3 m de altura y 30x30cm sección media, con polipropileno reciclado estable a los rayos UV, para acabado visto del hormigón con cantos biselados, 100 reutilizaciones.	11,111	1,73	19,22
m ³	Hormigón HA-25/B/20/iaa fabricado en central vertido con cubilote.	1,000	74,29	74,29
H	Oficial 1ª construcción.	0,384	15,29	5,87
H	Ayudante construcción.	0,384	14,88	5,71
H	Peón ordinario construcción.	0,192	14,08	2,70
%	Medios auxiliares	2,000	217,59	4,35
%	Costes indirectos	3,000	221,94	6,66
Total				228,60 €

Soporte de hormigón armado			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
228,60	m ³	1,08	246,89

Forjado de losa maciza

Forjado de losa maciza, horizontal, de 24cm; HA-25/B/20/iaa fabricado en central y vertido con cubilote, acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 22 kg/m², encofrado de madera, altura libre de planta de hasta 3m. Sin incluir repercusión de soportes.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ²	Montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo para forjado de losa maciza, de hasta 3 m de altura libre de planta, compuesto de: puntales, sopandas metálicas y superficie encofrante de madera tratada reforzada con varillas y perfiles.	1,100	17,78	19,56
m	Molde de poliestireno expandido para cornisa.	0,100	8,81	0,88
Ud	Separador de plástico rígido, homologado para losas macizas.	3,000	0,07	0,21
Kg	Acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, elaborado en taller y colocado en obra, diámetros varios.	22,000	0,91	20,02
m ³	Hormigón HA-25/B/20/iaa fabricado en central vertido con cubilote.	0,240	74,29	17,83
H	Oficial 1ª construcción.	0,402	15,29	6,15
H	Ayudante construcción.	0,402	14,88	5,98
H	Peón ordinario construcción.	0,192	14,08	2,83
%	Medios auxiliares	2,000	73,46	1,47
%	Costes indirectos	3,000	74,93	2,25
			Total	77,18 €

Forjado losa maciza			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
77,18	m ²	50	3.859

Muro exterior de fachada, de fábrica de ladrillo cara vista

Muro exterior en cerramiento de fachada, de pie de espesor de fábrica, de ladrillo cerámico cara vista perforado hidrofugado, salmón, acabado liso, 24x11,5x5 cm, con junta de 1 cm, rehundida, recibida con mortero de cemento M- 7,5; con andamiaje homologado.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Ladrillo cerámico cara vista perforado hidrofugado, salmón, acabado liso, 24x11, 5x5 cm, según UNE-EN 771-1.	70,350	0,13	9,15
m ³	Mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N tipo M-7,5, confeccionado en obra con 300 kg/m ³ de cemento y una proporción en volumen 1/5, con resistencia a compresión a 28 días de 7,5 N/mm ² .	0,026	122,30	3,18
kg	Aditivo hidrófugo para impermeabilización de morteros.	0,155	1,03	0,16
Ud	Repercusión de montaje, utilización y de montaje de andamiaje homologado y medios de protección, por m ² de superficie ejecutada de revestimiento de fachada.	1,000	6,00	6,00
Kg	Acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, elaborado en taller y colocado en obra, diámetros varios.	1,000	0,91	0,91
H	Oficial 1ª construcción.	0,799	15,29	12,22
H	Peón ordinario construcción.	0,400	14,08	5,63
%	Medios auxiliares	2,000	37,25	1,12
%	Costes indirectos	3,000	38,37	1,15
			Total	39,52 €

Muro exterior de fachada, de fábrica de ladrillo cara vista

Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
39,52	m ²	90	3556,80

Cubierta inclinada con cobertura de teja

Cubierta inclinada con una pendiente media del 30%, compuesta de aislamiento térmico; manta ligera de lana de vidrio, según UNE-EN 13162, revestido por una de sus caras con papel kraft que actúa como barrera de vapor, de 80 mm de espesor, formación de pendientes; ladrillo cerámico hueco rasillón, para revestir, 40x20x4 cm sobre tabiques aligerados de 100 cm de altura media, cobertura; teja cerámica mixta, 43x26 cm, color rojo, recibida con mortero de cemento M-2,5.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ²	Manta ligera de lana de vidrio, según UNE-EN 13162, revestido por una de sus caras con papel kraft que actúa como barrera de vapor, de 80 mm de espesor, de resistencia térmica 1,75 (m ² K)/W, conductividad térmica 0,044 W/ (mk).	1,050	2,81	2,95
m	Cinta autoadhesiva para sellado de juntas.	0,440	0,30	0,13
Ud	Ladrillo cerámico hueco para revestir, 24x11x8 cm, según UNE-EN 771-1.	55,497	0,08	4,44
m ³	Mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N tipo M-5, confeccionado en obra con 250 kg/m ³ de cemento y una proporción en volumen 1/6, con resistencia a compresión a 28 días de 5 N/mm ² .	0,025	115,30	2,88
Ud	Ladrillo cerámico hueco para revestir, 40x20x4 cm, según UNE-EN 771-1.	13,375	0,14	1,87
m ³	Mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N tipo M-2,5, confeccionado en obra con 200 kg/m ³ de cemento y una proporción en volumen 1/8, con resistencia a compresión a 28 días de 2,5 N/mm ² .	0,030	105,30	3,16
Ud	Teja cerámica mixta, 43x26 cm, color rojo, según UNE-EN 1304.	12,000	0,45	5,40
Ud	Teja cerámica de caballete, mixta, color rojo, según UNE-EN 1304.	0,622	1,60	1,00
Ud	Pieza cerámica de alero, mixta, color rojo.	0,166	1,94	0,32
Ud	Teja cerámica de remate lateral, mixta, color rojo, según UNE-EN 1304.	0,505	1,60	0,81
Ud	Teja cerámica de ventilación, mixta, color rojo, según UNE-EN 1304.	0,100	3,10	0,31
kg	Pigmento para mortero.	0,027	6,00	0,16
H	Oficial 1ª construcción.	0,931	15,29	14,23
H	Ayudante construcción.	0,931	14,88	13,85
H	Peón ordinario construcción.	0,465	14,08	6,55
%	Medios auxiliares	2,000	61,22	1,22
%	Costes indirectos	3,000	62,44	1,87
			Total	61.15 €

Cubierta inclinada con cobertura de teja

Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
61,15	m ²	50	3057,5

Puerta de entrada a vivienda de aluminio

Puerta de entrada a vivienda de aluminio termolacado en polvo, block de seguridad, de 90x210 cm, estampación a una cara, acabado en color blanco RAL 9010, cerradura especial con un punto de cierre.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Puerta de entrada de aluminio termolacado, block de seguridad, 90x210 cm, acabado en color blanco RAL 9010, con estampación a una cara, cerradura con un punto de cierre y accesorios.	1,000	375,63	375,63
Ud	Cartucho de masilla de silicona neutra para sellado de carpintería exterior.	0,200	3,13	0,63
H	Oficial 1ª cerrajero.	0,359	15,54	5,58
H	Ayudante cerrajero.	0,179	14,94	2,67
%	Medios auxiliares	2,000	384,51	7,69
%	Costes indirectos	3,000	392,20	11,77
			Total	403,97 €

Puerta de entrada a vivienda de aluminio

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
403,97	2	807,94

Carpintería exterior en acero

Carpintería de acero galvanizado, en ventana practicable de dos hojas de 120 x 120 cm, perfilería con premarco.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m	Premarco de tubo rectangular de acero galvanizado para carpintería exterior.	4,800	3,97	19,06
m ²	Carpintería de acero galvanizado para ventana practicable de dos hojas, perfilería con carril para persiana, con perfiles conformados en frío de 1mm de espesor, según UNE-EN 14351-1. Incluso p/p de junquillo para fijación del vidrio y herrajes de colgar y de seguridad.	1,512	76,74	116,03
Ud	Cartucho de masilla de silicona neutra para sellado de carpintería exterior.	0,130	3,13	0,41
H	Oficial 1ª cerrajero.	0,243	15,54	3,78
H	Ayudante cerrajero.	0,127	14,94	1,90
%	Medios auxiliares	2,000	141,18	2,82
%	Costes indirectos	3,000	144,00	4,32
			Total	148,32 €

Carpintería exterior en acero		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
148,32	2	296,64

Acristalamiento con cámara

Doble acristalamiento estándar, 4/8/6, con calzos y sellado continuo.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ²	Doble acristalamiento estándar, conjunto formado por vidrio exterior Float incoloro de 4 mm, cámara de aire deshidratada con perfil separador de aluminio y doble sellado perimetral, de 8 mm, y vidrio interior Float incoloro de 6 mm de espesor.	1,006	20,03	20,15
Ud	Cartucho de silicona sintética incolora de 310 ml.	0,580	2,42	1,40
Ud	Material auxiliar colocación de vidrios.	1,000	1,26	1,26
H	Oficial 1ª cristalero.	0,272	14,86	4,04
H	Ayudante cristalero.	0,272	14,75	4,01
%	Medios auxiliares	2,000	30,86	0,62
%	Costes indirectos	3,000	31,48	0,94
Total				32,42 €

Acristalamiento con cámara			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
32,42	m ²	2,88	93,37

Muro de partición interior, de fábrica de ladrillo cara vista

Hoja de partición interior de ½ de pie de espesor de fábrica, de ladrillo cerámico cara vista perforado hidrofugado, salmón, acabado liso, 24x11,5x5 cm, con junta de 1 cm, rehundida, recibida con mortero de cemento M-7,5.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Ladrillo cerámico cara vista perforado hidrofugado, salmón, acabado liso, 24x11, 5x5 cm, según UNE-EN 771-1.	70,350	0,13	9,15
m ³	Mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N tipo M-7,5, confeccionado en obra con 300 kg/m ³ de cemento y una proporción en vol. 1/5, con resistencia a compresión a 28 días de 7,5 N/mm ² .	0,026	122,30	3,18
H	Oficial 1ª construcción.	0,720	15,29	11,01
H	Peón ordinario construcción.	0,360	14,08	5,07
%	Medios auxiliares	2,000	28,41	0,57
%	Costes indirectos	3,000	28,98	0,87
Total				29,85 €

Muro de partición interior, de fábrica de ladrillo cara vista			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
29,85	m ²	15	447,75

Instalación interior en cuarto húmedo

Instalación interior de fontanería para cuarto de baño con dotación para: inodoro, lavabo sencillo, ducha de obra, realizada con polietileno reticulado (PE-X), para la red de agua fría y caliente.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Material auxiliar para montaje y sujeción a la obra de las tuberías de polietileno reticulado (PE-X), de 16 mm de diámetro exterior.	13,500	0,08	1,08
m	Tubo de polietileno reticulado (PE-X), de 16 mm de diámetro exterior, PN= 10 atm y 1,8 mm de espesor, según UNE-EN ISO 15875-2, con el precio incrementado el 30 % en concepto de accesorios y piezas especiales.	13,500	2,09	28,22
Ud	Material auxiliar para montaje y sujeción a la obra de las tuberías de polietileno reticulado (PE-X), de 20 mm de diámetro exterior.	17,000	0,09	1,53
m	Tubo de polietileno reticulado (PE-X), de 20 mm de diámetro exterior, PN= 10 atm y 1,9 mm de espesor, según UNE-EN ISO 15875-2, con el precio incrementado el 30 % en concepto de accesorios y piezas especiales.	17,000	2,55	43,35
Ud	Válvula de asiento de latón, de 20 mm de diámetro, con maneta y embellecedor de acero inoxidable.	2,000	17,44	34,88
H	Oficial 1ª fontanero.	4,717	15,80	74,53
H	Ayudante fontanero.	4,717	14,86	70,09
%	Medios auxiliares	2,000	253,68	5,07
%	Costes indirectos	3,000	258,75	7,76
			Total	266,51 €

Instalación interior en cuarto húmedo		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
266,51	1	266,51

Termo eléctrico

Termo eléctrico, mural vertical, resistencia blindada, 30 l, 1800 W.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Latiguillo flexible de 20 cm y ½ “de diámetro.	2,000	2,85	5,70
Ud	Válvula de esfera de latón niquelado para roscar de ½”.	2,000	4,13	8,26
Ud	Termo eléctrico para el servicio de A.C.S, mural vertical, resistencia blindada, capacidad 30 l, potencia 1800 W, incluso válvula de seguridad anti remoto.	1,000	189,90	189,90
Ud	Material auxiliar para instalaciones de A.C.S.	1,000	1,45	1,45
H	Oficial 1ª fontanero.	0,598	15,80	9,45
H	Ayudante fontanero.	0,598	14,86	8,89
%	Medios auxiliares	2,000	223,65	4,47
%	Costes indirectos	3,000	228,12	6,84
			Total	234,96 €

Termo eléctrico

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
234,96	1	234,96

Lavabo Victoria blanco grif. Victoria plus

Lavabo de Roca modelo Victoria de 52x41 cm, con pedestal en blanco, con mezclador de lavabo modelo Victoria plus o similar, válvula de desagüe de 32 mm., llave de escuadra de ½ “cromada, sifón individual PVC 40 mm. Y latiguillo flexible de 20 cm.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
H	Oficial 1ª fontanero.	1,000	13,50	13,50
Ud	Lav. Victoria 52x41 pd. Blanco.	1,000	55,40	55,40
Ud	Mezclador lavabo Victoria Plus.	1,000	42,50	42,50
Ud	Válvula recta lavabo/bide c/tap.	1,000	2,50	2,50
Ud	Llave de escuadra ½” cromada c/mando.	2,000	3,77	7,54
Ud	Latiguillo flexible de 20 cm.	1,000	1,00	1,00
Ud	Sifón tubular s/horizontal.	1,000	3,94	3,94
Ud	Florón cadenilla tapón.	1,000	1,93	1,93
%	Costes indirectos (s/total).	1,283	3,00	3,85
			Total	132,16 €

Lavabo Victoria blanco grif. Victoria plus		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
132,16	2	264,32

Inodoro Victoria t. Alto blanco

Inodoro de Roca modelo Victoria de tanque alto en blanco, con cisterna en plástico, mecanismo, tapa asiento en plástico, llave de escuadra ½ “cromada, latiguillo flexible de 20 cm., empalme simple PVC de 110 mm., totalmente instalado.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
H	Oficial 1ª fontanero.	1,500	13,50	20,25
Ud	Inodoro Victoria t. Alto blanco.	1,000	77,60	77,60
Ud	Latiguillo flexible de 20 cm.	1,000	1,00	1,00
Ud	Llave de escuadra ½” cromada c/mando.	1,000	3,77	3,77
Ud	Tapa inodoro Victoria plástico	1,000	18,80	18,80
Ud	Tanque alto plástico. C/Mecanismo.	1,000	20,10	20,10
Ud	Manguito unión h-h PVC 90 mm.	1,000	4,27	4,27
m	Tub. PVC evac. 90 mm. UNE EN 1329.	0,700	2,04	1,43
m	Tub. PVC evac. 40 mm. UNE EN 1329.	1,500	0,81	1,22
%	Costes indirectos (s/total).	1,484	3,00	4,45
			Total	152,89 €

Inodoro Victoria t. Alto blanco		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
152,89	1	152,89

Red de distribución interior para local u oficina

Red eléctrica de distribución interior para local de 25 m², compuesta de. Cuadro general de mando y protección, circuitos internos con cableado bajo tubo protector de PVC flexible, 1 circuito para alumbrado, 1 circuito para tomas de corriente, 1 circuito para calefacción eléctrica, 1 circuito para alumbrado de emergencia; mecanismos gama básica (tecla o tapa y marco: blanco; embellecedor: blanco).

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Caja empotrable con puerta opaca, para alojamiento del interruptor de control de potencia (ICP) en compartimento independiente y precintable y de los interruptores de protección de la instalación, 1 fila de 4 módulos (IPC) + una fila de 14 módulos. Fabricada en ABS autoextinguible, con grado de protección IP40, doble aislamiento (clase II), color blanco RAL9010, según UNE-EN 60670-1.	1,000	21,71	21,71
Ud	Interruptor general automático (IGA), con 6 ka de poder de corte, de 25 A de intensidad nominal, curva C, de corte omnipolar (2P), de 2 módulos, incluso p/p de accesorios de montaje, según UNE-EN 60898-1.	1,000	14,08	14,08
Ud	Interruptor diferencial 20P/40A/300ma, de 2 módulos, incluso p/p de accesorios de montaje según UNE-EN 60898-1.	1,000	80,79	80,79
Ud	Interruptor diferencial 20P/40A/30ma, de 2 módulos, incluso p/p de accesorios de montaje según UNE-EN 60898-1.	1,000	42,27	42,27
Ud	Interruptor automático magnetotérmico, con 6 ka de poder de corte, de 16 A de intensidad nominal, curva C, de corte omnipolar (2P), de 2 módulos, incluso p/p de accesorios de montaje, según UNE-EN 60898-1.	1,000	12,66	12,66
Ud	Interruptor automático magnetotérmico, con 6 ka de poder de corte, de 25 A de intensidad nominal, curva C, de corte omnipolar (2P), de 2 módulos, incluso p/p de accesorios de montaje, según UNE-EN 60898-1.	1,000	14,08	14,08
m	Tubo curvable de PVC, corrugado, de color negro, de 16 mm de diámetro nominal, para canalización empotrada en obra de fábrica (paredes y techos). Resistencia a la compresión 320 N, resistencia al impacto 1 julio, temperatura de trabajo -5°C hasta 60°C, con grado de protección IP 545 según UNE 20324, no propagador de la llama. Según UNE-EN 61386-1 y UNE-EN 61386-22.	17,015	0,21	3,57

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m	Tubo curvable de PVC, corrugado, de color negro, de 25 mm de diámetro nominal, para canalización empotrada en obra de fábrica (paredes y techos). Resistencia a la compresión 320 N, resistencia al impacto 1 julio, temperatura de trabajo -5°C hasta 60°C, con grado de protección IP 545 según UNE 20324, no propagador de la llama. Según UNE-EN 61386-1 y UNE-EN 61386-22.	6,433	0,31	1,99
Ud	Caja de derivación para empotrar de 105x105 mm, con grado de protección normal, regletas de conexión y tapa de registro.	1,000	1,79	1,79
Ud	Caja de empotrar universal, enlace por los 2 lados.	5,000	0,25	1,25
Ud	Caja de empotrar universal, enlace por los 4 lados.	4,000	0,47	1,88
m	Cable unipolar ESO7Z1-K (AS), no propagador de la llama, con conductor multifilar de cobre clase 5 (-K) de 2,5 mm ² de sección, con aislamiento de compuesto termoplástico a base de poliolefina libre de halógenos con baja emisión de humos y gases corrosivos (Z1), siendo su tensión asignada de 450/750 V. Según UNE 211025.	61,500	0,62	38,13
m	Cable unipolar ESO7Z1-K (AS), no propagador de la llama, con conductor multifilar de cobre clase 5 (-K) de 6 mm ² de sección, con aislamiento de compuesto termoplástico a base de poliolefina libre de halógenos con baja emisión de humos y gases corrosivos (Z1), siendo su tensión asignada de 450/750 V. Según UNE 211025.	38,750	1,32	51,15
Ud	Interruptor monopolar, gama básica, con tecla simple y marco de 1 elemento de color blanco y embellecedor de color blanco.	1,000	5,84	5,84
Ud	Doble interruptor, gama básica, con tecla doble y marco de 1 elemento de color blanco y embellecedor de color blanco.	1,000	8,98	8,98

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud	Interruptor bipolar, gama básica, con tecla bipolar y marco de 1 elemento de color blanco y embellecedor de color blanco.	1,000	10,59	10,59
Ud	Conmutador, serie básica, con tecla simple y marco de 1 elemento de color blanco y embellecedor de color blanco.	1,000	6,22	6,22
Ud	Doble conmutador, gama básica, con tecla doble y marco de 1 elemento de color blanco y embellecedor de color blanco.	1,000	11,16	11,16
Ud	Pulsador, gama básica, con tecla con símbolo de timbre y marco de 1 elemento de color blanco y embellecedor blanco.	1,000	6,58	6,58
Ud	Zumbador 230V, gama básica, con tapa y marco de 1 elemento de color blanco y embellecedor de color blanco.	1,000	20,71	20,71
Ud	Base de enchufe de 16 A 2P+T, gama básica, con tecla tapa y marco de 1 elemento blanco y embellecedor blanco.	2,000	6,22	12,44
Ud	Material auxiliar para instalaciones eléctricas.	2,000	1,48	2,96
H	Oficial 1ª electricista.	2,788	15,80	44,05
H	Ayudante electricista.	2,534	14,86	37,66
%	Medios auxiliares.	2,000	477,40	9,55
%	Costes indirectos	3,000	486,95	14,61
			Total	501,56 €

Red de distribución interior para local u oficina

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
501,56	2	1.003,12

Alicatado con baldosas cerámicas

Alicatado con azulejo liso, 1/0/-/-, 15x15 cm, 8€/m², colocado en paramentos interiores de ladrillo o bloque cerámico (no incluido en este precio), mediante mortero de cemento M-5, sin junta (separación entre 1,5 y 3mm).

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ³	Mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N tipo M-5, confeccionado en obra con 250 kg/m ³ de cemento y una proporción en volumen 1/6, con resistencia a compresión a 28 días de 5 N/mm ² .	0,030	115,30	3,46
m	Cantonera de PVC en esquinas alicatadas.	0,500	1,32	0,66
m ²	Baldosa cerámica de azulejo liso, 1/0/-/, 15x15 cm, 8€/m ² , según UNE-EN 14411.	1,050	8,00	8,40
m ³	Lechada de cemento blanco BL 22,5 X.	0,001	157,00	0,16
H	Oficial 1ª alicatador.	0,324	15,29	4,95
H	Ayudante alicatador.	0,324	14,88	4,82
%	Medios auxiliares	2,000	22,45	0,45
%	Costes indirectos	3,000	22,90	0,69
			Total	23,59 €

Alicatado con baldosas cerámicas			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
23,59	m ²	60	1415,4

Solado de baldosas cerámicas

Solado de baldosas cerámicas de gres esmaltado, 2/0/-/, de 25x25 cm, 8€/m², recibidas con adhesivo cementoso de uso exclusivo para interiores, Ci sin ninguna característica adicional, color gris, y rejuntadas con lechada de cemento blanco, L, BL-V 22,5, para junta mínima (entre 1,5 y 3 mm), coloreada con la misma tonalidad de las piezas.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Kg	Adhesivo cementoso de uso exclusivo para interiores, Ci, color gris.	3,000	0,22	0,66
m ²	Baldosa cerámica de gres esmaltado, 2/0/-/, 33x33 cm, 8€/m ² , según UNE-EN 14411.	1,050	8,00	8,40
Kg	Cemento blanco BL 22,5 X, para pavimentación, en sacos, según UNE 80305.	1,000	0,14	0,14
m ³	Lechada de cemento blanco BL 22,5 X.	0,001	157,00	0,16
H	Oficial 1ª solador.	0,320	15,29	4,89
H	Ayudante solador.	0,160	14,88	2,38
%	Medios auxiliares	2,000	16,63	0,33
%	Costes indirectos	3,000	16,96	0,51
			Total	17,47 €

Solado de baldosas cerámicas			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
17,47	m ²	50	878,50

Presupuesto casetas usos varios	17.191,59 €
--	--------------------

5.1.4 Cerramiento

Malla de simple torsión para vallado de parcela

Cerramiento de parcela formado por malla simple de torsión, de 8 mm de paso de malla y 1,1 mm de diámetro, acabado galvanizado y montantes de postes de acero galvanizado, de 48 mm de diámetro y 2 m de altura.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
Ud.	Poste intermedio de tubo de acero galvanizado de 48 mm de diámetro, altura 2 m.	0,220	8,99	1,98
Ud.	Poste interior de refuerzo de tubo de acero galvanizado de 48 mm de diámetro, altura 2 m.	0,060	9,54	0,57
Ud.	Poste extremo de tubo de acero galvanizado de 48 mm de diámetro, altura 2 m.	0,040	11,53	0,46
Ud.	Poste en escuadra de tubo de acero galvanizado de 48 mm de diámetro, altura 2 m.	0,200	12,39	2,48
m ²	Malla de simple torsión, de 8 mm de paso de malla y 1,1 mm de diámetro, acabado galvanizado.	2,400	1,27	3,05
H	Oficial 1ª montador.	0,072	15,80	1,14
H	Ayudante montador.	0,072	14,88	1,07
%	Medios auxiliares	3,000	10,75	0,32
%	Costes indirectos	3,000	11,07	0,33
Total €				11,40

Valla perimetral E.D.A.R			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
11,40	m	413,76	4716,86

Valla perimetral lagunas facultativas			
Precio unidad €	Unidad	Unidades necesarias	Precio final €
11,40	m	72,62	827,87

Puerta con valla para malla

Puerta de paso de 2x2,5m constituida por malla de simple torsión con acabado galvanizado en caliente de 8 mm de paso de malla y 1,1 mm de diámetro.

Ud.	Descomposición	Rend.	P.s	Precio partida €
m ³	Hormigón HM- 20/B/20/I, fabricado en central, vertido con cubilote.	0,100	49,09	4,91
Ud.	Puerta de paso constituida por cercos de tubo metálico de 40x20x1,5 mm y 30x15x1,5 mm, y bastidor de tubo de 40x40x1,5 mm con pletina de 40x4 mm para sujeción de malla de simple torsión.	1,000	66,36	66,36
m ²	Malla de simple torsión, de 8 mm de paso de malla y 1,1 mm de diámetro, acabado galvanizado.	2,050	1,27	2,60
H	Oficial 1ª construcción.	0,159	15,29	2,43
H	Peón ordinario construcción.	0,159	14,08	2,24
H	Oficial 1ª cerrajero	0,558	15,54	8,67
H	Ayudante cerrajero.	0,558	14,94	8,34
%	Medios auxiliares	2,000	95,55	1,91
%	Costes indirectos	3,000	97,46	2,92
			Total €	100,38

Puerta con malla para valla

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
100,38	2	200,76

Presupuesto cerramiento

5.745,49 €

5.1.5 Material adicional para E.D.A.R

Ud	Descomposición	Precio partida €
Ud	Material para el mantenimiento y explotación de la E.D.A.R (rasquetas manuales, guantes, azadón, botiquín, etc.)	3.500
		Total € 3.500

Material adicional

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €
3.500	1	3.500

Presupuesto material adicional E.D.A.R

3.500 €

Presupuesto final E.D.A.R

243.052,387 €

5.2 Mantenimiento E.D.A.R

5.2.1 Mantenimiento general E.D.A.R

Limpieza unidades de pretratamiento

Ud	Descomposición	Precio partida €
H	Limpieza unidades de pretratamiento, retirada de sólidos del pozo de gruesos, limpieza de rejillas de desbaste y retirada de grasas y aceites del desengrasador.	15,00
Total €		15,00

Limpieza unidades de pretratamiento

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
15,00	2h/semana	120,00

Mantenimiento medidor de caudal

Ud	Descomposición	Precio partida €
H	Limpieza de residuos sólidos del medidor de caudal.	15,00
Total €		15,00

Mantenimiento medidor de caudal

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
15,00	1h/semana	60,00

Mantenimiento recinto E.D.A.R

Ud	Descomposición	Precio partida €
H	Limpieza de hierbas, alrededor de lagunas y recinto de la E.D.A.R.	15,00
Total €		15,00

Mantenimiento medidor de caudal

Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
15,00	4h/semana	240,00

Presupuesto mantenimiento general E.D.A.R	420,00 €/mes
--	---------------------

5.2.2 Mantenimiento instalaciones E.D.A.R

Muros pantalla preproceso

Ud	Descomposición	Precio partida €
m ²	Inspección anual, y reparación y sustitución cada 5 años del sellado de juntas.	5,19
Total €		5,19

Muros pantalla preproceso		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
5,19	18,96	98,40

Mantenimiento reja de desbaste

Ud	Descomposición	Precio partida €
Ud	Repintado anual reja de desbaste.	120,00
Total €		120,00

Mantenimiento reja desbaste		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
120,00	1/12	10,00

Revestimiento con geotextil

Ud	Descomposición	Precio partida €
m ²	Inspección visual de la superficie de impermeabilización, del estado de fijación al soporte y pegado del geotextil en caso necesario.	0,53
Total €		0,53

Mantenimiento reja desbaste		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
0,04	3616,52	144,66

Mantenimiento casetas usos varios

Ud	Descomposición	Precio partida €
m ²	Eliminación de vegetación y materiales acumulados por el viento, mantenimiento de la protección de la cubierta en estados iniciales, y mantenimiento del sistema de aislamiento e impermeabilización de la cubierta.	1,77
Total €		1,77

Mantenimiento casetas usos varios		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
1,77	50	88,50

Mantenimiento mallas de cerramiento

Ud	Descomposición	Precio partida €
m²	Repintado anual de elementos metálicos, revisión de anclajes y reparación de desperfectos que puedan aparecer.	1,72
Total €		1,72

Mantenimiento mallas de cerramiento		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
1,72	324,92	558,86

Presupuesto mantenimiento instalaciones E.D.A.R	900,42 €/mes
--	---------------------

5.3 Explotación E.D.A.R

Control de procesos de funcionamiento

Ud	Descomposición	Precio partida €
H	Inspección visual diaria del operario (estado de medidores de caudal y arquetas de reparto, aparición de espumas y flotantes en distintos puntos de las lagunas, coloración en las distintas lagunas, presencia de insectos o larvas en las lagunas, etc.)	15,00
Total €		15,00

Control de procesos de funcionamiento		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
15,00	40	600,00

Campaña de muestreo anual

Ud	Descomposición	Precio partida €
Ud	Recogida de muestra en el mes más caliente y en el mes más frío, y posterior análisis.	600,00
Total €		600,00

Control de procesos de funcionamiento		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
600,00	1/12	50,00

Reposición material adicional E.D.A.R

Ud	Descomposición	Precio partida €
Ud	Reposición material adicional E.D.A.R	3.500,00
Total €		3.500,00

Reposición material adicional E.D.A.R		
Precio unidad €	Unidades necesarias	Precio final €/mes
3.500,00	0,01	35,00

Presupuesto explotación E.D.A.R	685,00 €/mes
--	---------------------

Presupuesto explotación y mantenimiento E.D.A.R	2005,42 €/mes
--	----------------------

5.4 Nomenclatura

En la tabla 5.1 se muestra la nomenclatura referente al presupuesto.

Tabla 5.1 Nomenclatura presupuesto.

Nomenclatura	Parámetro	Unidades
Rend.	Rendimiento	-
P.s	Partida simple	-
PVC	Policloruro de vinilo	-
D,Ø	Diámetro	mm
Ud	Unidad	-



6. CONCLUSIONES

- Conclusiones.

6. Conclusiones

Las E.D.A.R no tienen por qué ser instalaciones de gran tamaño, con un alto consumo energético, si no que pueden adecuarse al entorno donde se van a situar y a las necesidades del municipio al que van a dar servicio, simplificando su funcionamiento y sus costes de explotación y mantenimiento.

La dificultad de las pequeñas localidades para conseguir un presupuesto fijo anual pone de manifiesto al tratamiento natural como una buena alternativa que mantiene los niveles de calidad de depuración con escaso mantenimiento que no requiere grandes conocimientos tecnológicos para llevarse a cabo, pudiendo realizarse por mano de obra local.

El Plan Navarra 2012 estudiaba insertar un colector de 3,4 kilómetros de longitud uniendo la localidad ribera de Fontellas con la depuradora de Tudela, este proyecto tuvo varios retrasos y el presupuesto final se llegó a incrementar casi al triple del presupuesto inicial.

En este proyecto se ha estudiado la viabilidad de la implantación de un sistema de depuración de bajo coste como es el lagunaje en la localidad de Fontellas, comparándolo con el proyecto diseñado por el Plan Navarra 2012 como se muestra en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Comparativa de costes con el Plan Navarra 2012.

	Proyecto	Plan Navarra
Coste (€)	243.052,387	1.140.000

A parte del coste que es mucho menor en el caso del lagunaje hay que tener en cuenta posibles proyectos de urbanización que se pueden unir en el futuro al colector, como el que se quiere implantar en la urbanización de El Cerro, que puede generar 1.157 viviendas, si se construyese esta urbanización el sistema colector del Plan Navarra 2012 de aguas residuales quedaría agotado y se anularía la capacidad que se había proyectado para una perspectiva de 40 años.

También se tienen en cuenta las líneas futuras de las aguas residuales mostradas en el Anexo III, las cuales la mayoría se utilizarían para el regadío, suponiendo un ahorro importante en las aguas de regadío.

Por último destacar también los beneficios procedentes de la generación de lodos, que se podrían reutilizar o vender como abonos, aportando también beneficios al sistema de depuración de lagunaje.



7. FUENTES DE INFORMACIÓN

- Fuentes de información.

7. Fuentes de información

- **Páginas web**

- **Estudios Previos**

www.fontellas.es (Página oficial de la localidad de Fontellas, Junio 2012).

www.aemet.es (Agencia estatal de meteorología, Julio 2012).

www.nilsa.com (Empresa encargada de la depuradora de Tudela, Septiembre 2012).

<http://maps.google.es/> (Mapas localización Fontellas, Agosto 2012).

- **E.D.A.R**

<http://depuranat.itccanarias.org/> (Gestión sostenible del agua residual en los entornos rurales, Septiembre 2012).

<http://www.mimbrea.com/tag/lagunaje> (Revista sobre sostenibilidad, eficiencia y ecoconstrucción, Agosto 2012).

<http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/4371/Capitulo4.pdf> (Modelos de diseño de lagunas, Septiembre 2012).

http://www.ciencias-marinas.uvigo.es/bibliografia_ambiental/outros/Manual%20de%20fitodepuracion/Capitulos%203%20a%204.pdf (Sistema depuración no convencional, Septiembre 2012).

<http://www2.cbm.uam.es/jalopez/personal/SeminariosVarios/ERARtexto.htm> (Tratamientos E.D.A.R, Septiembre 2012).

○ **Diseño E.D.A.R**

<http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/12844/1/C%C3%A0lculs.pdf> (Cálculos para el diseño de la E.D.A.R, Diciembre 2012)

www.iit.upcomillas.es/pfc/resumenes/4aa7c26986558.pdf

(Diseño paramétrico de una estación de tratamiento de agua, Diciembre 2012)

<http://prueba2.aguapedia.org/master/ponencias/modulo5/documentacion.pdf> (Diseño de tratamiento de aguas residuales, Diciembre 2012)

http://e-archivo.uc3m.es/bitstream/10016/14487/1/PFC_Alejandro_Fuentes_Santos.pdf

(Diseño y cálculo de la obra de llegada y pretratamiento de una E.D.A.R.U, Diciembre 2012)

○ **Anexos**

<http://aulavirtual.usal.es/aulavirtual/demos/edar/unidades/LIBROS/DLARR-MO/parte-II/Capi09/cap9,1.html> (Mantenimiento de las plantas, Octubre 2012).

[http://www.asepeyo.es/apr/apr0301.nsf/ficheros/HAQ0905035%20Monografia%20EDAR%20completa.pdf/\\$file/HAQ0905035%20Monografia%20EDAR%20completa.pdf](http://www.asepeyo.es/apr/apr0301.nsf/ficheros/HAQ0905035%20Monografia%20EDAR%20completa.pdf/$file/HAQ0905035%20Monografia%20EDAR%20completa.pdf) (Riesgos y medidas preventivas, Octubre 2012).

- **Libros y apuntes**

- Aguas residuales urbanas, tratamientos naturales de bajo costo y aprovechamiento. Mariano Seoanez Calvo. Ediciones mundi-presa.
- Apuntes de química de Tecnologías del medio ambiente de la Universidad de Zaragoza.
- Depuración por lagunaje de aguas residuales: manual de operadoras. Maria Moreno Grau.
- El lagunaje, una alternativa para pequeñas localidades. M. Terrasa, J.A. Campomar, M. Vaquer.
- Proyectos de plantas de tratamiento de aguas. Ricardo Isla de Juana.

- **Proyectos**

- Suministro e instalación de cuatro caudalímetros en la estación de tratamiento de agua potable de canraso, en Tudela (Navarra).
- Tratamientos naturales de bajo costo para la depuración de aguas residuales urbanas. Marta Leonar Díez. Universidad de Zaragoza.
- Comparativa económica de dos alternativas de depuración para la localidad de Carenas (Zaragoza). Pablo Cortés Carrascón. Universidad de Zaragoza.
- Diseño y dimensionamiento de una E.D.A.R mediante tratamiento biológico de fangos activados. Miguel Ángel García Cabeza. Universidad de Cádiz.

<http://rodin.uca.es:8081/xmlui/bitstream/handle/10498/6579/32707368.pdf?sequence=1>

- Diseño de una estación depuradora de aguas residuales con aprovechamiento de energía solar en el Alto Iregua. Pedro Peral Álvaro. Universidad de La Rioja.
http://biblioteca.unirioja.es/tfe_e/R000001386.pdf

- 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

- **Otros**

- Excelentísimo Ayuntamiento de Fontellas.
- Excelentísimo Ayuntamiento de Tudela.
- Nilsa (Empresa encargada de la depuradora de Tudela).
- CEDEX (Centro de estudios y experimentación en obras públicas).
- Profesora Peña Ormad. Dpto. Ingeniería Química y Tecnologías del Medio Ambiente. Universidad de Zaragoza.



ANEXO I: MANTENIMIENTO Y GESTIÓN

- **A.I.1 Mantenimiento.**
 - **A.I.1.1 Tipos de mantenimiento.**
 - Preventivo.
 - Predictivo.
 - **A.I.1.2 Eleccion del mantenimiento.**
 - **A.I.1.3 Mantenimiento específico E.D.A.R lagunaje.**
 - **A.I.1.4 Mantenimiento equipos.**
 - **A.I.1.5 Mantenimiento E.D.A.R.**
- **A.I.2 Anomalías, causas y soluciones**
- **A.I.3 Modelos de gestión**
 - Gestión directa
 - Gestión mancomunada
 - Gestión indirecta
 - Conclusión

A.I.1 Mantenimiento

Desde el punto de vista industrial, la E.D.A.R se puede considerar como un proceso productivo, en la cual entra agua residual urbana y se obtiene agua reciclada. Desde este punto de vista la E.D.A.R de este proyecto queda caracterizada como muestra la Tabla.A.I.1.

Tabla A.I.1 Caracterización de la E.D.A.R.

Materia prima principal	Agua residual urbana
Calidad de la materia prima	Puede llegar a fluctuar en el tiempo, no constante
Volumen de materia prima a tratar	Variable a lo largo del año
Otras materias primas	Energía eléctrica, reactivos, aire
Producto principal	Agua depurada(regenerada)
Calidad del producto	Parámetros de calidad de salida con un estándar mínimo impuesto por la ley
Subproductos	Lodos y residuos sólidos
Tipo de proceso productivo	En continuo
Interrumpibilidad	Nula, la planta no puede parar mientras llegue agua residual
Necesidades de mano de obra	Baja
Nivel de complejidad del proceso	Medio-bajo
Dificultad de explotación	Media
Grado de automatización	Nulo

Al caracterizar la E.D.A.R como un proceso productivo se impone la condición de que es un proceso continuo, con la característica de que nunca puede rechazar la materia prima que entra (agua residual), por lo que tiene que estar operativa 24 horas al día y 365 días al año, para que esto sea posible hay que llevar un mantenimiento correcto de la E.D.A.R.

A.I.1.1 Tipos de mantenimiento

Existen dos tipos de mantenimiento:

- Preventivo
- Predictivo.

Se analizarán ambos para ver cual de ellos se adecua mejor al proceso productivo del proyecto a diseñar y a las maquinas utilizadas en él.

- **Mantenimiento preventivo**

Como su nombre indica, el objetivo del mantenimiento es evitar o mitigar las consecuencias de los fallos del equipo, logrando prevenir las incidencias antes de que estas ocurran. El mantenimiento preventivo debe evitar los fallos en el equipo antes de que estos ocurran.

Consiste en la elaboración de un calendario, en el que se programan las distintas actuaciones a realizar como cambios de sub-ensambles, cambio de piezas desgastadas, cambios de aceites y lubricantes, etc. Y que se considera importante para evitar fallos, todas las actuaciones se programan teniendo en cuenta las frecuencias de uso de los equipos, horas de trabajo, durabilidad de los distintos elementos, etc.

- **Mantenimiento predictivo**

El mantenimiento predictivo que está basado en la determinación del estado de la máquina en operación. El concepto se basa en que las máquinas darán un tipo de aviso antes de que fallen y este mantenimiento trata de percibir los síntomas para después tomar acciones. Así, el tiempo muerto del equipo se minimiza y el tiempo de vida del componente se maximiza.

A.I. 1.2 Elección de mantenimiento

Para la elección del tipo de mantenimiento se muestran las ventajas de ambos en la Tabla A.I.2.

Tabla A.I.2 Ventajas de los tipos de mantenimiento.

Mantenimiento preventivo	Mantenimiento predictivo
Confiabilidad, los equipos operan en mejores condiciones de seguridad, ya que se conoce su estado y sus condiciones de funcionamiento.	Reduce los tiempos de parada.
Disminución del tiempo muerto, tiempo de parada de equipos/máquinas.	Permite seguir la evolución de un defecto en el tiempo.
Mayor duración de los equipos e instalaciones.	Optimiza la gestión del personal de mantenimiento.
Disminución de existencias en el almacén, y por lo tanto sus costos, puesto que se ajustan los repuestos de mayor y menor consumo.	La verificación del estado de la maquina permite confeccionar un archivo histórico del comportamiento mecánico.
Uniformidad en la carga de trabajo para el personal de mantenimiento debido a una programación de actividades.	Conocer con exactitud el tiempo limite de actuación que no implique el desarrollo de un fallo imprevisto.
Menor costo de las reparaciones.	Toma de decisiones sobre la parada de una línea de maquinas en momentos críticos.
	Confección de formas internas de funcionamiento o compra de nuevos equipos.
	Facilita el análisis de las averías.
	Permite el conocimiento del historial de actuaciones.
	Permite el análisis estadístico del sistema.

Se analizan las ventajas de cada uno y se llega a la conclusión de que para este proyecto es recomendable el mantenimiento preventivo, puesto que en el predictivo se intenta alargar la vida de las máquinas mediante ensayos no destructivos, que acarrearían un coste elevado que solamente sería justificable si las máquinas o las piezas de estas tuvieran un precio de mercado muy elevado, caso que no se da puesto que la única maquinaria que se utiliza en esta E.D.A.R son medidores de caudal y bombas(en el caso que no se pueda compensar la línea piezométrica con diferencia de altura) .

A.I.1.3 Mantenimiento específico E.D.A.R lagunaje

Las E.D.A.R tienen particularidades en cuanto al mantenimiento y la explotación, puesto que tienen una parte de obra civil muy importante, que es de mantenimiento y de explotación simple.

Respecto al mantenimiento se va a dividir en dos apartados:

- Equipos: caudalímetros y bombas (si fueran necesarias).
- E.D.A.R: Todas las instalaciones por las que pasa el agua, pozo de gruesos, rejillas de desbaste, lagunas, obra civil, etc.

A.I.1.4 Mantenimiento equipos

El mantenimiento de los equipos consta de los siguientes registros de operaciones:

- Inventario técnico, con manuales, planos, características de cada equipo.
- Procedimientos técnicos, listado de trabajos a efectuar periódicamente.
- Control de frecuencias, indicación exacta de la fecha a efectuar el trabajo.
- Registro de reparaciones, repuestos y costos que ayuden a planificar.

A.I.1.5 Mantenimiento E.D.A.R

Puesto que una de las principales ventajas de la depuración por lagunaje es su simplicidad operativa, a menudo se piensa que el mantenimiento de las plantas no es necesario, o se reduce a visitas ocasionales para reparar posibles desperfectos en la obra civil.

Sin embargo, la presencia de un operador familiarizado con el proceso, que sea capaz de interpretar los posibles síntomas de mal funcionamiento a medida que aparecen, y tomar las medidas correctoras correspondientes, es decisiva para la buena marcha de la instalación. Por tanto, el mantenimiento se centra en dos aspectos fundamentales:

- Cuidado de la obra civil: limpieza de la unidad de pretratamiento, medidores de caudal, verjas, caminos, jardinería, retirada del fango, etc.
- Detección de problemas de funcionamiento y adopción de medidas correctoras.

Estos dos aspectos del mantenimiento son complementarios, ya que a menudo el descuido de la obra civil conduce a problemas de funcionamiento.

- Cuidado de la obra civil

En este apartado se tratan las medidas a tomar durante la puesta en marcha de la depuradora, los cuidados necesarios para el mantenimiento de la obra civil y las medidas higiénicas que debe tomar el operador para su seguridad.

El mantenimiento de la depuradora en buenas condiciones debe ser uno de los objetivos fundamentales del operador. Al igual que ocurre con cualquier instalación, si no se cuida diariamente de que esté limpia, y se van reparando los desperfectos a medida que se van produciendo, en poco tiempo la planta se deteriora y envejece. En el caso concreto de una planta de tratamiento de aguas residuales surgen también problemas higiénicos para la población.

El operador, por tanto, debe ser consciente de que su trabajo es muy importante para la comunidad, y de que es responsable de posibles amenazas a la salud pública que puedan derivarse de un mantenimiento incorrecto de la planta.

La mayor parte de las lagunas de estabilización cuentan al menos con un sistema de desbaste mediante rejillas, con el que se eliminan los sólidos de mayor tamaño arrastrados por las aguas residuales.

Con menos frecuencia, el pretratamiento consta también de una cámara de grasas, tamices o desarenador. Cada una de estas unidades requiere cuidados especiales que se muestran en la Tabla.A.I.3.

Tabla A.I.3. Requerimientos especiales para distintas unidades.

Rejas	A medida que los sólidos se van acumulando en las rejas, éstas se van colmatando y el agua encuentra mayor dificultad en atravesarlas. Por tanto, es necesario eliminar los sólidos depositados por lo menos una vez al día.
Tamices	Van acumulando los sólidos en unas bandejas receptoras. Los sólidos deben eliminarse al menos una vez al día, de gran importancia para evitar averías serias.
Desarenadores	Las arenas y otros materiales pesados se acumulan en el fondo. Hay que tener grandes precauciones con posibles resbalones y con los gases que pueden acumularse en instalaciones cubiertas. La limpieza manual se lleva a cabo mediante palas de mano.

También se tienen en cuenta para la conservación de la obra civil los siguientes aspectos:

- Retirada de lodos
- Impedir el desarrollo de árboles próximos a las lagunas.
- No cultivar setos alrededor de éstas.
- Mantenimiento de taludes: impermeabilización en función del terreno, relleno de las grietas que se producen con tierra o arcilla, igualar el terreno y compactarlo para mantener el nivel y eliminar las plantas y hierbas que crecen en los taludes.

- Control procesos funcionamiento

La inspección diaria de funcionamiento consta de los siguientes aspectos:

- Estado de medidores de caudal.
- Aparición de espumas y flotantes.
- Acumulación de grasas, aspecto de estas manchas y localización.
- Desprendimiento de fangos desde el fondo de las lagunas y acumulación de estos en la superficie.
- Coloración en las lagunas.
- Presencia de aves acuáticas.
- Presencia de insectos o larvas.
- Presencia de roedores.
- Erosión de los taludes por la erosión del agua.
- Estado de acceso a las lagunas y de los pasillos de estas.
- Estado de la verja que rodea la instalación.
- Desarrollo de olores.



Figura A.I.1. Formación de espumas en laguna.

A.I.2 Anomalías, causas y soluciones

Aun llevando a cabo un buen mantenimiento, en las lagunas pueden aparecer una serie de anomalías, a continuación se enumeran las anomalías, causa y soluciones que se pueden dar en las distintas lagunas.

- Lagunas facultativas

En las lagunas facultativas se pueden dar diversas anomalías en el funcionamiento de éstas, como se muestra en la Tabla A.I.4 donde también se muestran las soluciones a estas anomalías.

Tabla A.I.4 Anomalías causas y soluciones de las lagunas facultativas.

Anomalías	Causas	Soluciones
Acumulación de materias flotantes	Acumulación de algas en la superficie.	- Romper mediante chorro de agua de manguera dirigido hacia ellos desde la orilla. - Retirada mediante una red.
	Presencia de papeles, plásticos, grasas y aceites no eliminados en pretratamiento.	
	Flotación de parte del fango acumulado en el fondo de las lagunas poco profundas.	
Aparición de malos olores	Sobrecarga.	Aumentar el número de módulos.
	Presencia de tóxicos o efluentes industriales en la alimentación.	Hacer by-pass y localizar el culpable del vertido.
	Cortocircuitos.	Rediseñar las entradas y salidas.
	Reducción en la mezcla inducida por el viento.	Eliminar el obstáculo
	Periodos prolongados de mal tiempo.	

- Lagunas de maduración

En las lagunas de maduración se pueden dar diversas anomalías en el funcionamiento de éstas, como se muestra en la Tabla A.I.5 donde también se muestran las soluciones a estas anomalías.

Tabla A.I.5 Anomalías causas y soluciones de las lagunas de maduración.

Anomalías	Causas	Soluciones
Anomalías de flujo	Deficiente diseño de las entradas y salidas.	Rediseñar las entradas y salidas.
	Estratificación térmica.	Intentar romper la estratificación térmica.
	Plantas acuáticas en el interior de la laguna.	Eliminar las plantas acuáticas.
	Acumulación de fangos en el fondo	Retirar los depósitos de sedimentos acumulados en el fango.
Desarrollo de mosquitos y otros insectos	Crecimiento de plantas acuáticas u otros soportes para las larvas (ramas secas y costras).	Mantener siempre libre de plantas los taludes y evitar que caigan plantas a las lagunas.
		Dependiendo del contenido de oxígeno disuelto la cría de peces puede ser una buena solución.

A.I.3 Modelos de gestión

Existen tres tipos de modalidades de gestión del mantenimiento:

- Gestión directa
- Gestión mancomunada
- Gestión indirecta

- **Gestión directa**

En la gestión directa cada ayuntamiento, propietario o comunidad, lleva la gestión de la planta de manera directa, subcontratando sólo ciertos aspectos (mantenimiento de un equipo o instalación específica, etc.).

- **Gestión mancomunada**

La gestión mancomunada surge como respuesta a la necesidad de ahorro de costes, siguiendo el principio de las economías de escala. Para minimizar costes y mejorar la gestión (gracias a que al ganar mas tamaño empieza a ser rentable la especialización), distintos organismos se unen para gestionar de forma conjunta el mantenimiento y la explotación de las plantas.

La gestión mancomunada es una de las soluciones a un grave problema que existe y que era que las E.D.A.R de pequeño tamaño, una vez construidas se abandonaban porque para el organismo responsable de las mismas le suponían unos costes muy altos para su explotación y mantenimiento.

Esta gestión permite disponer de la dirección técnica y especialistas adecuados, así como una drástica disminución de los costes de reparación de averías y de los costes de mantenimiento en general, debido a que un mismo equipo de especialistas es compartido por varias EDAR cercanas y se van moviendo de unas a otras en función de las necesidades puntuales y/o planificadas.

Con esta gestión se disminuyen los tiempos de reparación y se tiene un stock mínimo de servicio para el conjunto de depuradoras.

- **Gestión indirecta**

La gestión indirecta es un sistema que combina aspectos de la gestión directa y la mancomunada. El organismo sigue siendo titular y se reserva la función de control, cediendo la explotación y el mantenimiento a empresas privadas especializadas. A las ventajas que presentaba la gestión mancomunada se suma que la empresa que hace la gestión es especialista en explotación y mantenimiento de la E.D.A.R.

Otra característica de la gestión indirecta es que es aplicable tanto a plantas grandes como a plantas pequeñas.

En los tres modelos de gestión el mantenimiento general de la E.D.A.R lo hace el organismo o empresa que gestiona el mantenimiento y el mantenimiento de los equipos e instalaciones muy específicas, se hacen a través de empresas especialistas subcontratadas o el fabricante del equipo (centros de transformación, equipos de cogeneración, etc.).

Conclusión

Cualquiera de los dos últimos modelos de gestión (mancomunada e indirecta) sería válido para esta depuradora, puesto que en ambos casos se aprovecharía las ventajas de la economía de escala y se ahorraría en costes fijos para el ayuntamiento como pueden ser el stock de piezas de maquinaria, especialización de operarios, etc.

En los apartados 5.2 y 5.3 se da un presupuesto aproximado del mantenimiento y explotación de la E.D.A.R.



ANEXO II: SEGURIDAD Y SALUD

- **A.II.1 Seguridad y salud**
 - **A.II.1.1 Riesgos biológicos.**
 - **A.II.1.2 Riesgos específicos de la actividad.**
 - **A.II.1.3 Primeros auxilios**

A.II.1 Seguridad y salud

Las estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas, por sus especiales características de amplitud de instalaciones, disponibilidad de servicio, proceso, presentan una amplia gama de riesgos específicos debidos al desarrollo de su actividad y además un riesgo biológico asociado a la materia prima con la que trabajan (agua residual).

Se van a dividir estos riesgos en dos, riesgos biológicos y riesgos específicos de la actividad.

A.II.1.1 Riesgos biológicos

Las aguas residuales suelen transportar bacterias, virus, hongos y parásitos procedentes de reservorios humanos o animales. En general estos microorganismos son de origen fetal y no patógeno y pueden vivir de forma natural en el agua y en el suelo. Otros microorganismos pueden estar asociados a la presencia de animales que viven entorno a las lagunas (ratas o insectos) o bien asociado a objetos contaminados con fluidos biológicos (jeringuillas, preservativos, compresas, etc.).

El Real Decreto 664/1997 regula la protección de trabajadores contra los riesgos relacionados con la exposición a agentes biológicos durante el trabajo. En el Anexo I de este Real Decreto se incluye una lista de actividades en la cual el trabajo en instalaciones depuradoras de aguas residuales figura como una de las actividades en las que no se trabaja deliberadamente con agentes biológicos pero sí puede existir exposición.

Los microorganismos implicados en el tratamiento biológico pertenecen, en principio, al grupo 1 de la clasificación del R.D. 664/1997 (microorganismos que no se han descrito como agente causal de enfermedades en el hombre y que no constituyen una amenaza para el entorno).

En el capítulo II de este R.D. se dictamina las obligaciones del empresario (en este caso recaen en el ayuntamiento de la localidad) las cuales se muestran a continuación:

- Evaluación de los riesgos relacionados a la exposición de los agentes biológicos durante el trabajo, determinando la naturaleza de los mismos y el grado y la duración de la exposición de los trabajadores.
- Esta evaluación deberá repetirse periódicamente y se deberá realizar una nueva evaluación en el caso de detectar en algún trabajador una infección o enfermedad que se sospeche que sea consecuencia de una exposición a agentes biológicos en el trabajo.

Además de cumplir con las obligaciones que dicta el R.D. 664/1997, se tomarán las siguientes medidas para reducir riesgos:

- Establecimiento de procedimientos de trabajo adecuados y utilización de medidas técnicas apropiadas para evitar o minimizar la liberación de agentes biológicos en el lugar de trabajo.
- Reducción al mínimo posible del número de trabajadores expuestos al riesgo.
- Adopción de medidas seguras de recepción, manipulación y transporte de agentes biológicos.
- Adopción de medidas de protección colectiva o individual.
- Utilización de medidas de higiene que eviten o dificulten la dispersión del agente biológico fuera del puesto de trabajo.
- Utilización de una señal de riesgo biológico como la indicada en el anexo III de este R.D, así como otras señales de advertencia.
- Establecimiento de planes para hacer frente a accidentes.

Debido al riesgo por exposición a agentes biológicos en el trabajo se adoptaran las siguientes medidas higiénicas:

- Prohibir que los trabajadores coman, beban o fumen en zonas de riesgo en el trabajo.
- Proveer a los trabajadores de prendas de protección.
- Disponer de retretes y cuartos de aseo apropiados.
- Disponer de un lugar determinado para los equipos de protección.

- Al salir de la zona del trabajo, el trabajador deberá quitarse las ropas de trabajo y los equipos de protección que puedan estar contaminados.
- De acuerdo con el apartado 5 del artículo 14 de la Ley de Prevención de Riesgos Laborales, el coste de las medidas relativas a la seguridad y la salud en el trabajo establecidas por el presente R.D no deberá recaer, en modo alguno, sobre los trabajadores.



Figura A.II.1. Equipos de protección individual.

A.II.1.2 Riesgos específicos de la actividad

Al contrario que con los riesgos biológicos asociados al trabajo en estaciones depuradoras de aguas residuales, no existe ningún real decreto que regule los riesgos específicos de la actividad en depuradoras de aguas residuales, por lo que hay que basarse en las “Notas técnicas de prevención – 125 1985. Estaciones depuradoras de aguas residuales. Riesgos específicos.”

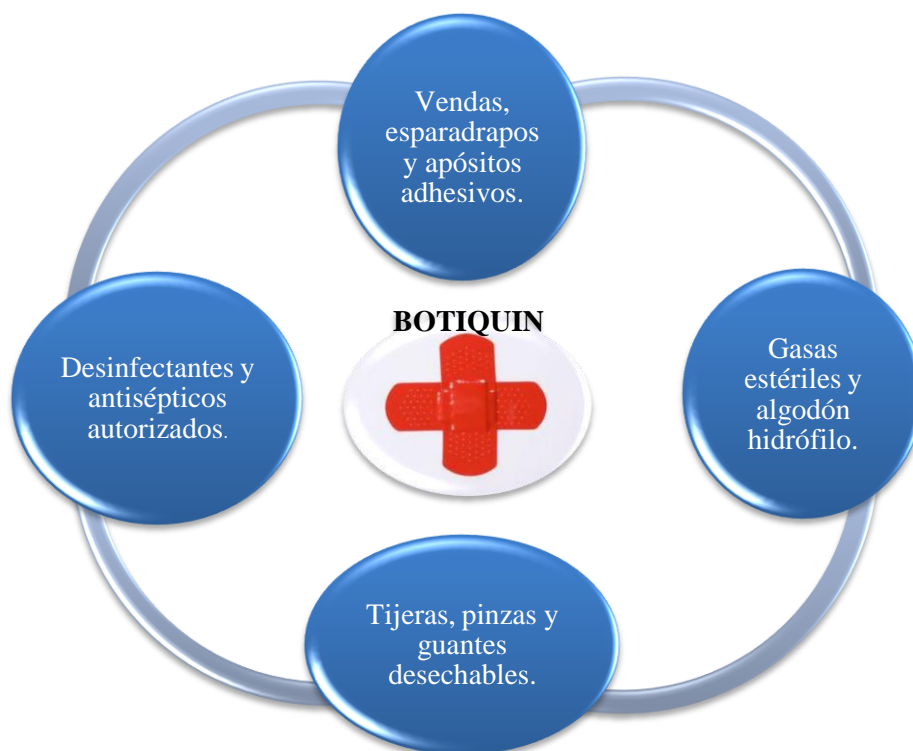
En la tabla A.II.1 se muestran los riesgos de accidentes que pueden derivarse de las actividades desempeñadas en una E.D.A.R y normas de seguridad y prevención que hay que aplicar para evitarlos.

Tabla A.II.1 Accidentes y normas de seguridad.

Accidentes	Normas de seguridad y prevención
Caídas de personas a distinto nivel.	<ul style="list-style-type: none"> - Establecer barreras visibles en vías de circulación. - El acceso a fosas debe hacerse con escaleras de mano que ofrezcan garantías de resistencia y estabilidad.
Caídas de personas al mismo nivel	<ul style="list-style-type: none"> - Evitar existencia de superficies de tránsito resbaladizas con placas de rejilla metálica para facilitar el drenaje. - Evitar que queden obstruidas las superficies de tránsito. - Mantener un grado de limpieza y una iluminación adecuada.
Caídas de personas al interior de las instalaciones	<ul style="list-style-type: none"> - Proteger con barandillas el perímetro de las plataformas. - Disponer de flotador salvavidas en las lagunas. - Facilitar el acceso a través de barandillas estableciendo puntos en los que estas sean abatibles.
Caídas de objetos por desplome	<ul style="list-style-type: none"> - Almacenar siempre los objetos en sentido vertical. - Evitar que los objetos sobresalgan del lugar que ocupan. - Nunca se ha de superar la carga de seguridad de las repisas.
Caída de objetos por manipulación manual	<ul style="list-style-type: none"> - Evitar el manejo innecesario de herramientas. - Mantener herramientas limpias. - Usar botas de cuero.
Proyección de partículas	<ul style="list-style-type: none"> - Usar herramientas en buen estado - Emplear gafas de seguridad y mangas y de protección.
Cortes o heridas con objetos y herramientas	<ul style="list-style-type: none"> - Para el transporte de herramientas usar fundas. - Disponer de manuales de operación. - Usar herramientas sólo para su función.
Atrapamientos y golpes	<ul style="list-style-type: none"> - Proteger con cubiertas las máquinas que entrañen riesgos. - Evitar llevar ropas sueltas, objetos colgantes, cabello suelto... - Mantener distancias de separación adecuadas de equipos.
Sobreesfuerzos	<ul style="list-style-type: none"> - Usar sistemas adecuados de sujeción y elevación. - Adoptar posturas corporales adecuadas.
Riesgos de explosión o incendio	<ul style="list-style-type: none"> - Limpiar los derrames o restos de combustible. - Los combustibles hay que aislarlos. - No almacenar productos químicos inflamables cerca de calor.

A.II.1.3 Primeros auxilios

Toda instalación de depuración de aguas residuales debe de estar provista de un botiquín de primeros auxilios que debe contener lo mostrado en la siguiente figura.



Es recomendable que se organicen cursos sobre primeros auxilios, y que exista un plan de actuación en caso de accidente.



ANEXO III: LINEAS FUTURAS

- **A.III.1 Líneas futuras.**
- **A.III.1.1 Reutilización.**

A.III.1 Líneas futuras

En los últimos años la Administración General del Estado ha impulsado un nuevo enfoque en la gestión del agua, basado en la garantía de su disponibilidad y calidad, en su gestión sostenible y eficiente, en la potenciación de fórmulas de regeneración y reutilización, en la creación de nuevos recursos, en la modernización de regadíos y en el fomento de la investigación y la incorporación de nuevas tecnologías.

La aprobación del Real Decreto 1620/2007, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas ha supuesto un hito en el marco normativo de la reutilización de aguas en España. Desde su entrada en vigor, se ha impulsado el desarrollo de la reutilización del agua en España ya que permite integrar la reutilización dentro de la planificación de los recursos hídricos, garantizando una adecuada protección de la salud humana y del medioambiente.

El punto principal es el ahorro y la reutilización de los recursos hídricos de manera que se optimice al máximo el ciclo del agua, en especial en las zonas de mayor escasez.

El agua residual depurada puede tener múltiples usos, dependiendo de la zona geográfica y las necesidades que se pretendan cubrir.

En la Figura A.III.1 se muestra la distribución de los usos del agua regenerada en España.

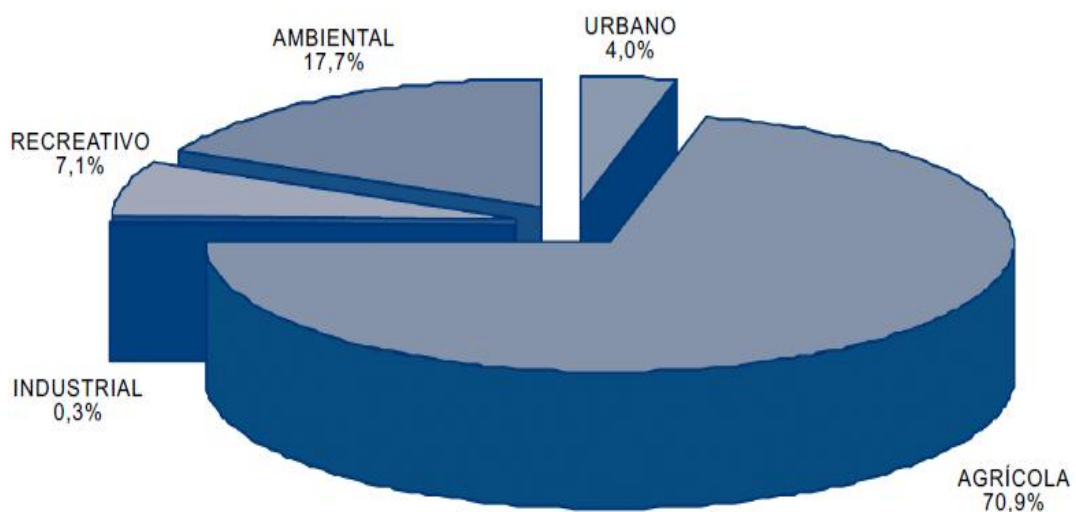


Figura A.III.1 Distribución de usos de agua regenerada.

En la Tabla A.III.1 se muestra la situación de reutilización de aguas en España.

Tabla A.III.1 Situación de reutilización de aguas en España.

Usos	Volumen(hm ³ /año)	Porcentaje %
Agrícola	261,36	71,0
Urbanos	14,68	4,0
Recreativos	25,98	7,0
Ambientales	65,14	17,7
Industriales	1,01	0,3
Total	368,20	100

A.III.1.1 Reutilización

La recuperación de calidad y reutilización de las aguas residuales permite el incremento de los recursos disponibles y minimiza el impacto de su disposición ambiental.

Así, en el caso de reutilización para regadío, la Organización Mundial de la Salud, establece tres categorías de aprovechamiento mostradas en la Tabla A.III.1.

Tabla A.III.1 Categorías de aprovechamiento según la OMS.



En España, que no tiene en estos momentos una normativa de reutilización, se ha elaborado un borrador de decreto que presumiblemente puede ser incluido en la legislación que regule la nueva ley de aguas.

En el mismo se establecen posibles usos para el agua regenerada, tal y como se muestran en la Tabla A.III.2.

Tabla A.III.2 Usos del agua regenerada.

<p>Usos domiciliarios</p> 	<ul style="list-style-type: none">- Riego de jardines privados.- Descarga de aparatos sanitarios.- Sistemas de calefacción y refrigeración.-Lavado de vehículos.
<p>Usos y servicios urbanos</p> 	<ul style="list-style-type: none">- Riego de zonas verdes.- Baldeo de calles.-Sistemas contra incendios.-Fuentes y láminas ornamentales.
<p>Usos agrícolas</p> 	<ul style="list-style-type: none">- Cultivos de invernadero.- Riego de cultivos para consumo en crudo.- Riego de pastos para consumo de animales productores de leche o carne.- Riego de cultivos destinados a industrias conserveras.- Riego de cultivos industriales, viveros, etc.

<p>Usos industriales</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Aguas de proceso y limpieza. - Refrigeración industrial. - Condensadores evaporativos.
<p>Usos recreativos</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Estanques, masas de agua. - Riegos de campos de golf.
<p>Usos ambientales</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Acuicultura (Biomasa vegetal o animal). - Riego de bosques, industria maderera. - Recarga de acuíferos por percolación localizada a través del terreno. - Recarga de acuíferos por inyección directa.

En la actualidad la reutilización del agua residual no es obligatoria, pero en determinadas zonas en las cuales los recursos hídricos son escasos, es una forma sencilla de conservarlos.

En este caso la localidad que se ha estudiado (Fontellas), no se encuentra en una zona donde el agua sea un recurso escaso, sin embargo podría reutilizar el agua residual con fines recreativos, creando una balsa de almacenamiento para el agua residual ya depurada, la cual se usaría para regar las calles y los jardines municipales o se almacenaría para prevención y extinción de posibles incendios.

También se podrían reutilizar los lodos, la reutilización de éstos tiene como objetivo su aprovechamiento integral con mínimos o nulos efectos sobre la salud del hombre, de los animales y plantas. Además, su recuperación y reutilización supone un esfuerzo para mantener el equilibrio ecológico general, ya que su pérdida implica un derroche de energía que la sociedad actual no puede permitirse.

La reutilización en agricultura de los lodos de depuradora (biosólidos) permite aprovechar el contenido de nutrientes de los mismos, con lo que se reducen los gastos en fertilizantes y se cierra el ciclo de la materia orgánica en la naturaleza.

También existen otras opciones como la recuperación de suelos y su uso forestal. Este tipo de reutilización implica la asignación de un valor económico al subproducto resultante de la depuración, que una vez tratados funcionan como substitutos de los estiércoles u otros abonos orgánicos tradicionales lo cual puede ayudar a solucionar el grave problema que tiene planteado el sector agrario: el mejoramiento de la fertilidad de los suelos.



ANEXO IV. ALTERACIONES FÍSICAS

- Alteraciones físicas y contaminación.

A.IV.1 Alteraciones físicas y contaminación

En la Tabla A.IV.1 se muestran las alteraciones físicas de las aguas residuales y la contaminación que supone.

Tabla A.IV.4 Alteraciones físicas de las aguas residuales.

Alteraciones físicas	Características y contaminación que indica
Color	<p>El agua no contaminada suele tener ligeros colores rojizos, pardos, amarillentos o verdosos debido, principalmente, a los compuestos húmicos, férricos o los pigmentos verdes de las algas que contienen.</p> <p>Las aguas contaminadas pueden tener muy diversos colores pero, en general, no se pueden establecer relaciones claras entre el color y el tipo de contaminación.</p>
Olor y sabor	<p>Compuestos químicos presentes en el agua como los fenoles, diversos hidrocarburos, cloro, materias orgánicas en descomposición o esencias liberadas por diferentes algas u hongos pueden dar olores y sabores muy fuertes al agua, aunque estén en muy pequeñas concentraciones.</p>
Temperatura	<p>El aumento de temperatura disminuye la solubilidad de gases (oxígeno) y aumenta, en general, la de las sales. Aumenta la velocidad de las reacciones del metabolismo, acelerando la putrefacción. La temperatura óptima del agua para beber está entre 10 y 14°C.</p> <p>Las centrales nucleares, térmicas y otras industrias contribuyen a la contaminación térmica de las aguas, a veces de forma importante.</p>
Materiales en suspensión	<p>Partículas como arcillas, limo y otras, aunque no lleguen a estar disueltas, son arrastradas por el agua de dos maneras: en suspensión estable (disoluciones coloidales); o en suspensión que sólo dura mientras el movimiento del agua las arrastra. Las suspendidas coloidalmente sólo precipitarán después de haber sufrido coagulación o floculación (reunión de varias partículas).</p>

Radiactividad	<p>Las aguas naturales tienen unos valores de radiactividad, debidos sobre todo a isótopos del potasio.</p> <p>Algunas actividades humanas pueden contaminar el agua con isótopos radiactivos.</p>
Espumas	<p>Los detergentes producen espumas y añaden fosfato al agua (eutrofización). Disminuyen mucho el poder autodepurador de los ríos al dificultar la actividad bacteriana.</p> <p>También interfieren en los procesos de floculación y sedimentación en las estaciones depuradoras.</p>
Conductividad	<p>El agua pura tiene una conductividad eléctrica muy baja. El agua natural tiene iones en disolución y su conductividad es mayor y proporcional a la cantidad y características de esos electrolitos.</p> <p>Por esto se usan los valores de conductividad como índice aproximado de concentración de solutos. Como la temperatura modifica la conductividad las medidas se deben hacer a 20°C.</p>
pH	<p>Las aguas naturales pueden tener pH ácidos por el CO₂ disuelto desde la atmósfera o proveniente de los seres vivos; por ácido sulfúrico procedente de algunos minerales, por ácidos húmicos disueltos del mantillo del suelo. La principal sustancia básica en el agua natural es el carbonato cálcico que puede reaccionar con el CO₂ formando un sistema tampón carbonato/bicarbonato.</p> <p>Las aguas contaminadas con vertidos mineros o industriales pueden tener pH muy ácido. El pH tiene una gran influencia en los procesos químicos que tienen lugar en el agua, actuación de los floculantes, tratamientos de depuración, etc.</p>
Oxígeno disuelto OD	<p>Las aguas superficiales limpias suelen estar saturadas de oxígeno, lo que es fundamental para la vida. Si el nivel de oxígeno disuelto es bajo indica contaminación con materia orgánica, mala calidad del agua e incapacidad para mantener determinadas formas de vida.</p>

<p>Materia orgánica biodegradable: Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)</p>	<p>DBO₅ es la cantidad de oxígeno disuelto requerido por los microorganismos para la oxidación aerobia de la materia orgánica biodegradable presente en el agua. Se mide a los cinco días.</p> <p>Su valor da idea de la calidad del agua desde el punto de vista de la materia orgánica presente y permite prever cuanto oxígeno será necesario para la depuración de esas aguas e ir comprobando cual está siendo la eficacia del tratamiento depurador en una planta.</p>
<p>Materiales oxidables: Demanda Química de Oxígeno (DQO)</p>	<p>Es la cantidad de oxígeno que se necesita para oxidar los materiales contenidos en el agua con un oxidante químico (normalmente dicromato potásico en medio ácido).</p> <p>Se determina en tres horas y, en la mayoría de los casos, guarda una buena relación con la DBO por lo que es de gran utilidad al no necesitar los cinco días de la DBO.</p> <p>Sin embargo la DQO no diferencia entre materia biodegradable y el resto, y no suministra información sobre la velocidad de degradación en condiciones naturales.</p>
<p>Nitrógeno total</p>	<p>Varios compuestos de nitrógeno son nutrientes esenciales. Su presencia en las aguas en exceso es causa de eutrofización.</p> <p>El nitrógeno se presenta en muy diferentes formas químicas en las aguas naturales y contaminadas.</p> <p>En los análisis habituales se suele determinar el NTK (nitrógeno total Kendahl) que incluye el nitrógeno orgánico y el amoniacal.</p> <p>El contenido en nitratos y nitritos se da por separado.</p>
<p>Fósforo total</p>	<p>El fósforo, como el nitrógenos, es nutriente esencial para la vida. Su exceso en el agua provoca eutrofización.</p> <p>El fósforo total incluye distintos compuestos como diversos ortofosfatos, polifosfatos y fósforo orgánico.</p> <p>La determinación se hace convirtiendo todos ellos en ortofosfatos que son los que se determinan por análisis químico.</p>

Aniones: Cloruros Nitratos Nitritos Fosfatos Sulfuros Cianuros Fluoruros	<p>Indican salinidad.</p> <p>Indican contaminación agrícola.</p> <p>Indican actividad bacteriológica.</p> <p>Indican detergentes y fertilizantes.</p> <p>Indican acción bacteriológica anaerobia (aguas negras, etc.)</p> <p>Indican contaminación de origen industrial.</p> <p>En algunos casos se añaden al agua para la prevención de las caries, aunque es una práctica muy discutida.</p>
Cationes: Sodio Calcio y magnesio Amonio Metales pesados	<p>Indica salinidad.</p> <p>Están relacionados con la dureza del agua.</p> <p>Contaminación con fertilizantes y heces de efectos muy nocivos.</p>
Compuestos orgánicos	<p>Los aceites y grasas procedentes de restos de alimentos o de procesos industriales (automóviles, lubricantes, etc.) son difíciles de metabolizar por las bacterias y flotan formando películas en el agua que dañan a los seres vivos.</p> <p>Los fenoles pueden estar en el agua como resultado de contaminación industrial y cuando reaccionan con el cloro que se añade como desinfectante forman clorofenoles que son un serio problema porque dan al agua muy mal olor y sabor.</p> <p>La contaminación con pesticidas, petróleo y otros hidrocarburos se estudia con detalle en los capítulos correspondientes.</p>