



Universidad de Valladolid



UNIVERSIDAD DE VALLADOLID
ESCUELA DE INGENIERIAS INDUSTRIALES
GRADO EN INGENIERIA QUIMICA

TRABAJO FIN DE GRADO

***Diseño de una planta de tratamiento de aguas
residuales con reactores de membranas***

Alumna: Miriam Fernández Cascante

Tutora: M^a del Mar Peña Miranda



Universidad de Valladolid



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

TITULACIÓN: GRADO EN INGENIERÍA QUÍMICA

TÍTULO DEL TRABAJO FIN DE GRADO:

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES CON REACTOR DE MEMBRANA

ALUMNA: MIRIAM FERNÁNDEZ CASCANTE

DIRECTORA DEL TRABAJO: M^a DEL MAR PEÑA MIRANDA
Dpto. de Ingeniería Química y Tecnología del Medio Ambiente

CURSO ACADÉMICO: 2014/2015

D^a MARÍA DEL MAR PEÑA MIRANDA, profesora del Departamento de Ingeniería Química y Tecnología del Medio Ambiente de la Universidad de Valladolid, **CERTIFICA:**

Que **MIRIAM FERNÁNDEZ CASCANTE** ha realizado bajo mi dirección el Trabajo Fin de Grado titulado *Diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales con reactor de membrana*.

Valladolid, Abril de 2015

Fdo. María Del Mar Peña Miranda

Reunido el Tribunal designado por el Departamento de Ingeniería Química para la evaluación de Trabajos Fin de Grado, y después de estudiar la memoria y atender a la defensa del trabajo “*Diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales con reactor de membrana.*”, presentado por la alumna MIRIAM FERNANDEZ CASCANTE, decidió otorgarle la calificación de _____

Valladolid, Abril de 2015

El Presidente

El Secretario

Fdo.: _____

Fdo.: _____

Vocal

Fdo.: _____

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS

ÍNDICE GENERAL

Índice

1. RESUMEN.....	1
2. INTRODUCCIÓN.....	3
2.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS.....	3
2.1.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.....	4
2.1.1.1. Caudal.....	4
2.1.1.2. Temperatura.....	6
2.1.1.3. Olor.....	6
2.1.1.4. Color.....	7
2.1.1.5. Sólidos.....	7
2.1.1.6. Conductividad.....	10
2.1.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.....	10
2.1.2.1. Materia orgánica.....	10
2.1.2.2. Materia inorgánica.....	13
2.1.3. CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS.....	16
2.1.3.1. Bacterias.....	16
2.1.3.2. Protozoos.....	18
2.1.3.3. Virus.....	19
2.2. REUTILIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	20
2.3. EL AGUA EN GRAN CANARIA.....	28
2.3.1. PRODUCCIÓN DE AGUA.....	28
2.3.1.1. El medio.....	28
2.3.1.2. Recursos superficiales.....	29
2.3.1.3. Recursos naturales.....	29
2.3.1.4. Ciclo hidrológico.....	32
2.3.1.5. Recursos subterráneos.....	33
2.3.2. BARRANCOS Y PRESAS.....	35
2.4. CAMPOS DE GOLF Y MEDIOAMBIENTE.....	36
2.4.1. IMPACTO AMBIENTAL DE LOS CAMPOS DE GOLF.....	37
2.4.2. POSICIONAMIENTOS EN TORNO AL AGUA.....	42
2.4.2.1. Agua y turismo.....	42
2.4.2.2. Consumo de agua en los campos de golf.....	43
2.4.2.3. La reutilización de aguas residuales urbanas depuradas.....	45
2.4.3. CONCLUSIONES.....	46
3. OBJETIVOS Y VIABILIDAD.....	49
3.1. OBJETIVOS.....	49
3.2. VIABILIDAD.....	49
3.2.1. VIABILIDAD TÉCNICA.....	50
3.2.2. VIABILIDAD LEGAL Y MEDIOAMBIENTAL.....	50
3.2.3. VIABILIDAD ECONÓMICA.....	50
4. BASE DE PARTIDA.....	51
4.1. POBLACIÓN Y DOTACIÓN DE CAUDAL.....	51
4.2. CAUDALES DE DISEÑO.....	52
4.3. DATOS DE CONTAMINACIÓN DEL AGUA RESIDUAL BRUTA.....	53
4.4. RESULTADOS A OBTENER.....	54
5. ALTERNATIVAS Y SELECCIÓN.....	57

5.1 PRETRATAMIENTO.....	57
5.1.1. MEDIDORES DE CAUDAL.....	57
5.1.2. ALIVIADERO.....	57
5.1.3. TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN.....	58
5.1.3.1. Geometría del tanque.....	58
5.1.3.2. Necesidades de mezclado y aireación.....	59
5.1.4. DESBASTE.....	60
5.1.4.1. Rejas.....	60
5.1.4.2. Tamices.....	62
5.1.5. DESARENADORES.....	64
5.1.6. DESENGRASADOR.....	67
5.2. TRATAMIENTO PRIMARIO.....	68
5.2.1. SEDIMENTACIÓN.....	69
5.2.1.1. Teoría de sedimentación aplicable.....	69
5.2.2. FLOTACIÓN.....	70
5.2.2.1. Descripción.....	70
5.2.2.2. Adición de reactivos.....	72
5.2.3. TANQUES DE DECANTACIÓN PRIMARIA.....	72
5.2.3.1. Parámetros a tener en cuenta.....	73
5.2.3.2. Tipos de tanque.....	75
5.2.3.3. Producción de fangos.....	81
5.2.4. PROCESOS COMPLEMENTARIOS DE MEJORA DE LA DECANTACIÓN PRIMARIA.....	81
5.2.4.1. Floculación.....	82
5.2.4.2. Coagulación.....	82
5.3. TRATAMIENTO BIOLÓGICO.....	83
5.3.1. FASES DE LA DIGESTION ANAEROBIA.....	87
5.3.2. PRODUCCIÓN DE METANO	89
5.3.3. CONDICIONES DE OPERACIÓN.....	89
5.3.4. REACTOR UASB.....	93
5.3.4.1. Parámetros de diseño.....	94
5.3.5. CLARIFICACIÓN POR MEMBRANAS	100
5.3.5.1. Membranas de ultrafiltración.....	100
5.3.5.2. Estructura de las membranas.....	101
5.3.5.3. Ejecución de los Biorreactores de membranas.....	102
6. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO.....	105
6.1. DIAGRAMA DE BLOQUES.....	105
6.2. DIAGRAMA DE FLUJO.....	105
6.3. DESCRIPCIÓN GENERAL.....	106
6.3.1. RECEPCIÓN Y ALMACENAMIENTO. Tanque de homogeneización-laminación.....	106
6.3.2. PRETRATAMIENTO	106
6.3.3. TRATAMIENTO PRIMARIO.....	109
6.3.4. TRATAMIENTO SECUNDARIO	110
6.3.5. TRATAMIENTO DE FANGOS.....	113
7. EQUIPO	115
7.1. LISTA DE EQUIPO.....	115
7.2. HOJAS DE ESPECIFICACIONES.....	116

7.2.1. TANQUE DE HOMOGENEIZACIÓN.....	116
7.2.2. REJAS.....	117
7.2.3. DESARENADOR-DESENGRASADOR.....	118
7.2.4. COMPRESOR.....	119
7.2.5. BOMBA IMPULSIÓN DEL DESARENADOR A ARQUETA DE REPARTO.....	119
7.2.6. RASQUETA DE SUPERFICIE	119
7.2.7. BOMBA EXTRACCIÓN DE ARENA.....	120
7.2.8. DECANTADOR PRIMARIO.....	121
7.2.9. BOMBA DE IMPULSIÓN DEL DECANTADOR A CENTRIFUGA	122
7.2.10. REACTOR UASB.....	122
7.2.11. BOMBA IMPULSIÓN MEMBRANAS.....	123
7.2.12. MEMBRANAS ULTRAFILTARCIÓN.....	123
7.2.13. COMPRESOR.....	123
7.2.14. BOMBA RECIRCULACION MEMBRANAS A UASB.....	124
7.2.15. BOMBA CENTRIFUGA.....	124
7.2.16. BOMBA IMPULSIÓN CENTRIFUGA A TANQUE DIGESTIÓN	124
8. IMPACTO AMBIENTAL.....	125
8.1. OBJETO DEL ESTUDIO.....	126
8.2. IDENTIFICACION DE LOS IMPACTOS.....	127
8.2.1. ANÁLISIS AMBIENTAL.....	127
8.2.2. IMPACTO DE CARÁCTER GENERAL.....	128
8.2.3. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTO EN LA FASE DE CONSTRUCCIÓN.....	129
8.2.3.1. Necesidades de suelo.....	129
8.2.3.2. Adecuación de la parcela.....	130
8.2.3.3. Movimiento de tierras.....	130
8.2.3.4. Movimiento de maquinaria.....	131
8.2.3.5. Firmes y pavimentos.....	131
8.2.3.6. Estructuras y edificación.....	131
8.2.3.7. Instalaciones auxiliares.....	132
8.2.3.8. Necesidades de mano de obra.....	132
8.2.4. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTO EN LA FASE DE EXPLOTACIÓN.....	132
8.2.4.1. Mantenimiento.....	132
8.2.4.2. Ruidos.....	133
8.2.4.3. Olores.....	133
8.2.4.4. Paisaje.....	133
8.2.4.5. Aceptación social.....	133
8.3. DESCRIPCIÓN Y VALORACIÓN DE LOS IMPACTOS.....	134
8.3.1. IMPACTO SOBRE EL MEDIO FÍSICO.....	139
8.3.1.1. Impacto sobre la atmósfera.....	139
8.3.1.2. Impacto sobre la geología y geomorfología.....	141
8.3.1.3. Impacto sobre las aguas superficiales.....	142
8.3.1.4. Impacto sobre el suelo.....	144
8.3.2. IMPACTO SOBRE EL MEDIO BIOLÓGICO.....	146

8.3.2.1. Impacto sobre la vegetación.....	146
8.3.2.2. Impacto sobre la fauna.....	148
8.3.3. IMPACTO SOBRE EL PAISAJE.....	148
8.3.4. IMPACTO SOBRE EL MEDIO SOCIOECONÓMICO.....	150
8.3.4.1. Impacto sobre la población.....	150
8.3.4.2. Impacto sobre los usos del suelo.....	154
8.3.5. IMPACTO SOBRE EL PATRIMONIO CULTURAL.....	154
8.4. MATRIZ DE IMPACTOS.....	154
8.4.1. METODOLOGÍA.....	154
8.4.2. MATRIZ DE VALORACIÓN DE IMPACTOS.....	155
8.5. MEDIDAS CORRECTORAS.....	157
8.5.1. FASE DE CONSTRUCCIÓN.....	157
8.5.1.1. Medidas de carácter general.....	157
8.5.1.2. Medida sobre los impactos en el aire.....	159
8.5.1.3. Medidas sobre los impactos en el agua.....	161
8.5.1.4. Medidas sobre los impactos en el suelo.....	161
8.5.1.5. Medidas correctoras sobre los impactos en la vegetación.....	162
8.5.1.6. Medidas sobre los impactos en la fauna.....	164
8.5.1.7. Medidas sobre los impactos en el paisaje.....	164
8.5.1.8. Medidas sobre los impactos en el medio socioeconómico.....	164
8.5.2. FASE DE EXPLOTACIÓN.....	165
8.5.2.1. Ruidos.....	165
8.5.2.2. Olores.....	165
8.5.2.3. Paisaje.....	166
8.6. PLAN DE GESTIÓN DE RESIDUOS GENERADOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.....	166
8.6.1. RESIDUOS GENERALES.....	167
8.6.2. TIPOLOGÍA DE RESIDUOS.....	167
8.6.3. MEDIDAS DE ACTUACIÓN.....	167
8.7. PLAN DE SEÑALIZACIÓN INTERIOR DE LA OBRA.....	168
8.7.1. JALONAMIENTO DE LA OBRA.....	169
8.7.2. VIALIDAD.....	169
8.7.3. CONTROL DE VERTIDOS.....	169
8.8. DIRECTRICES DEL PROGRAMA DE VIGILANCIA AMBIENTAL.....	169
8.8.1. OBJETIVO.....	169
8.8.2. METODOLOGÍA.....	170
8.8.3. PLAN DE SEGUIMIENTO.....	171
8.8.3.1. Tratamiento de caminos mediante riegos.....	171
8.8.3.2. Calidad de las tierras vegetales.....	171
8.8.3.3. Seguimiento de la revegetación.....	173
9. EVALUACIÓN ECONÓMICA.....	175
9.1. COSTE DE INMOVILIZADO.....	175
9.2. ESTIMACIÓN DEL COSTE TOTAL DE INVERSIÓN.....	179
9.3. COSTE DE OPERACIÓN.....	182
9.3.1. COSTE DEL PERSONAL.....	183
9.3.2. CONSUMO DE LA PLANTA.....	183
9.3.3. COSTE TOTAL DE OPERACIÓN.....	184
9.4. BENEFICIOS.....	184

9.4.1. VENTA A LA RED ELÉCTRICA	185
9.4.2. VENTA DE FANGOS.....	185
9.4.3. VENTA DE AGUA.....	186
9.4.4. BENEFICIO AMBIENTAL.....	186
9.5. ANALISIS ECONÓMICO	188
9.5.1. RECUPERACIÓN DE LA INVERSIÓN.....	188
10. BIBLIOGRAFÍA.....	193

ANEXO I. MEMORIA JUSTIFICATIVA.

ANEXO II. LINEA PIEZOMÉTRICA.

ANEXO III. TUBERÍAS Y BOMBAS.

ANEXO IV. PLANOS

1. RESUMEN

En este trabajo se pretende diseñar una estación depuradora de aguas residuales con reactores de membranas. El objetivo principal de este proyecto es ofrecer una visión clara del proceso de depuración más adecuado, de forma que permita cumplir con los parámetros de vertido establecidos en la legislación vigente.

La depuradora objeto de nuestro diseño se ubicará en el campo de golf de Meloneras, término municipal de San Bartolomé de Tirajana, al sur de Gran Canaria. Con la redacción del presente proyecto se pretende hacer frente al aumento de caudal de aguas residuales a depurar que supondría la construcción de hoteles que tendrá lugar en las cercanías del campo de golf de Meloneras. También se pretende reutilizar dichas aguas residuales para el regadío del campo de golf existente y las zonas verdes colindantes.

Una vez finalizadas las obras de todos los hoteles proyectados, la población estimada será de 15.000 habitantes, y considerando un gasto de 200 litros por habitante y día tendremos un caudal medio de $3.000 \text{ m}^3/\text{día}$.

Con la construcción de esta nueva Estación Depuradora quedaría garantizada la recogida y el tratamiento adecuado de las aguas negras de la zona para su posterior reutilización.

La línea de tratamiento a la que se va a someter el agua residual consta de la siguiente secuencia de procesos:

El agua residual a tratar, se canaliza hacia el tanque de homogeneización, para conseguir un caudal y carga constante, de ahí se canaliza a las rejillas de desbaste de gruesos y finos con dos canales, donde uno está en funcionamiento y

el otro de repuesto (cuando uno se limpia el otro entra en funcionamiento).

El agua residual pasa al desarenador-desengrasador, ésta se bombea a una arqueta de reparto que la dividirá en dos líneas iguales a los decantadores primarios.

De los decantadores primarios se conduce el agua al reactor anaerobio de flujo ascendente con lecho de lodos, reactor UASB (del inglés Upflow Anaerobic Sludge Blanket), donde se realiza el tratamiento biológico. Y de ahí a las membranas de fibra hueca. Se obtiene así un agua residual depurada apta para el riego del Campo de Golf y zonas ajardinadas colindantes.

De todas la opciones posibles se ha optado por la digestión anaerobia con reactor UASB ya que esta supone una menor producción de lodos y un gran potencial en la recuperación de energía, permitiendo un alto grado de autoabastecimiento energético en la depuradora.

Palabras clave: Agua residual urbana, reactor UASB, temperatura ambiente, membranas.

2. INTRODUCCIÓN

2.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS

El conocimiento de la naturaleza de las aguas residuales es esencial para el proyecto de las instalaciones de recogida, tratamiento y evacuación y para la gestión de la calidad del medio ambiente. En tabla 1 se muestra las características físicas, químicas y biológicas del agua residual y su procedencia.

Tabla 1. Características aguas residuales

CARACTERÍSTICAS		PROCEDENCIA	
<u>PROPIEDADES FÍSICAS</u>	Color	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas e industriales. • Desintegración natural de materiales orgánicos. 	
	Olor	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales en descomposición. • Vertidos industriales. 	
	Sólidos	<ul style="list-style-type: none"> • Agua de suministro. • Aguas residuales domésticas e industriales. • Erosión del suelo. • Infiltración. • Conexiones incontroladas. 	
	Temperatura	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas e industriales. 	
<u>CONSTITUYENTES QUÍMICOS</u>	Orgánicos	Carbohidratos	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas e industriales
		Grasas animales, aceites y grasas	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas, comerciales e industriales.
		Pesticidas	<ul style="list-style-type: none"> • Residuos agrícolas.
		Proteínas	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas y comerciales.
		Fenoles	<ul style="list-style-type: none"> • Vertidos industriales
		Agentes termoactivos	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas e industriales.
		Otros	<ul style="list-style-type: none"> • Desintegración natural de materiales orgánicos.
	Gases	Sulfuro de hidrógeno	<ul style="list-style-type: none"> • Descomposición de aguas residuales domésticas.
		Metano	<ul style="list-style-type: none"> • Descomposición de aguas residuales domésticas.
		Oxígeno	<ul style="list-style-type: none"> • Agua de suministro. • Infiltración del agua superficial.
<u>CONSTITUYENTES QUÍMICOS</u>	Inorgánicos	Alcalinidad	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas. • Aguas de suministro • Infiltración del agua subterránea.

	Cloruros	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas. • Agua de suministro • Infiltración del agua subterránea • Ablandadores de agua
	Metales pesados	<ul style="list-style-type: none"> • Vertidos industriales.
	Nitrógeno	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas. • Residuos agrícolas.
	pH	<ul style="list-style-type: none"> • Vertidos industriales.
	Fósforo	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas e industriales. • Escorrentía residual.
	Azufre	<ul style="list-style-type: none"> • Agua de suministro. • Aguas residuales domésticas e industriales.
	Compuestos tóxicos	<ul style="list-style-type: none"> • Vertidos industriales.
<u>CONSTITUYENTES BIOLÓGICOS</u>	Animales	<ul style="list-style-type: none"> • Cursos de agua. • Plantas de tratamiento.
	Plantas	<ul style="list-style-type: none"> • Curso de agua. • Plantas de tratamiento.
	Protistas	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas. • Plantas de tratamiento.
	Virus	<ul style="list-style-type: none"> • Aguas residuales domésticas.

A continuación se explican con más detalle las características del agua residual mencionadas.

2.1.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

2.1.1.1. Caudal

Uno de los datos fundamentales a la hora de proyectar una planta de tratamiento es la calidad de vertido por unidad de tiempo que va a llegar a la instalación. Esta cantidad o caudal depende de la población servida por la planta de tratamiento y de las costumbres en relación con el uso del agua.

El caudal del agua residual suele estimarse en función del caudal de agua potable suministrado a la red. Para hacer esta estimación se tiene en cuenta que existen una serie de pérdidas que provocan que el caudal de aguas residuales generado sea inferior al del agua potable suministrada. Estas pérdidas se deben fundamentalmente al estado de la red, cuando esta se encuentra en mal estado se

producen filtraciones importantes en el subsuelo.

Otras posibles pérdidas se deben a usos del agua en los que no se produce su reincorporación a la red, como ocurre en los riegos. Por tanto, la fracción de agua suministrada que llega a la planta de tratamiento varía en función del estado de la red y del uso del agua por la población. En general, se considera que un 60-80 % del agua potable se transformará en agua residual. En la zona en la que se encuentra la depuradora, se puede considerar la cifra de 200 L/día por hombre.

Otro aspecto de interés para el diseño de una planta de depuración es la variación del caudal a lo largo de las horas del día e igualmente a lo largo del año. La variación del caudal en función de la hora del día sigue aproximadamente la curva de la figura 1, mientras que la variación estacional a lo largo del año se asemeja al diagrama de la figura 2.

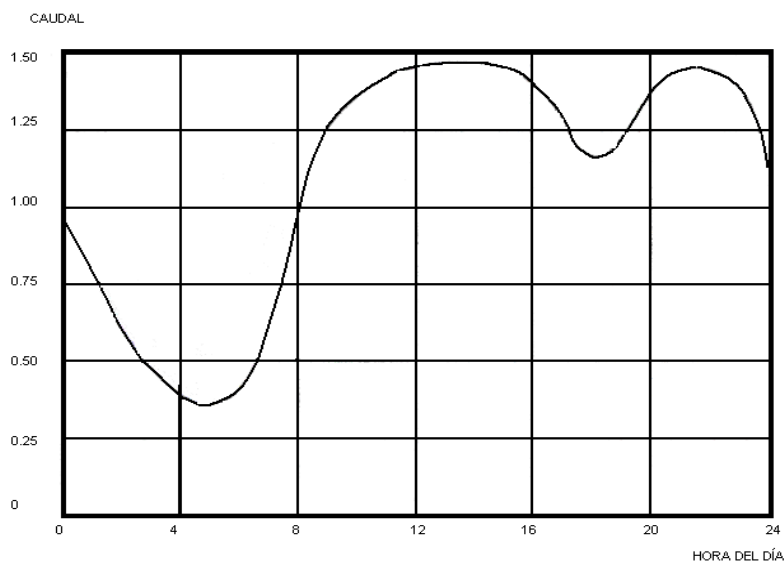


Figura 1. Variación de caudal a lo largo del día
 Fuente Metcalf- Eddy

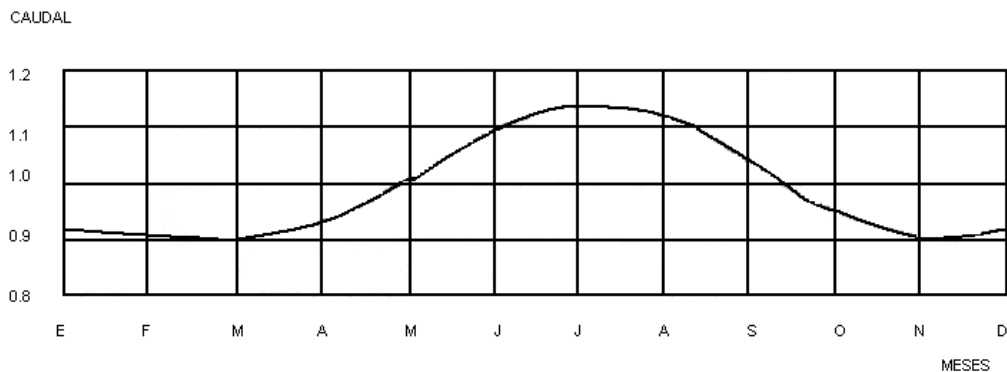


Figura 2. Variación del caudal medio diario durante el año.
Fuente Metcalf- Eddy

Ambas curvas tienen gran utilidad para el operario de las plantas, pues permiten un mejor conocimiento de la cantidad de agua residual a tratar en cada momento y la planificación del mantenimiento de acuerdo con esta información. El diagrama de variación diaria tiene gran interés para seleccionar las horas en las que se deben tomar las muestras para el análisis de las aguas residuales.

2.1.1.2. Temperatura

El agua residual urbana presenta una temperatura bastante uniforme a lo largo del año. Aunque hay pequeñas diferencias entre las poblaciones, la temperatura suele ser de unos 15°C durante el invierno y 20°C durante el verano. Por supuesto, cuanto mayor sea la distancia que el agua residual debe recorrer entre la población y la planta de tratamiento, más se parecerá la temperatura de entrada a la temperatura ambiente. El agua residual urbana está normalmente algo más caliente que el agua de suministro.

2.1.1.3. Olor

Los malos olores son debidos a los gases producidos por la descomposición

de la materia orgánica. Tienen su importancia, ya que es el principal motivo de rechazo del público en relación con la implantación de instalaciones de estaciones depuradoras de aguas residuales. Por esta razón es necesario que llegue a la planta de tratamiento en condiciones no sépticas, es decir, que no se hayan iniciado procesos de putrefacción durante el recorrido entre la población y la depuradora. Esto se consigue evitando en lo posible grandes distancias y tiempos de transporte del agua residual. Si no habrá que someter el agua a una aireación o a una cloración antes de la depuración.

2.1.1.4. Color

El color del agua residual fresca es gris, con sólidos en suspensión o flotantes fácilmente reconocibles. Si se deja pasar un tiempo excesivo entre la generación del agua residual y su tratamiento, las bacterias descomponen los compuestos orgánicos, el oxígeno disuelto en el agua se reduce a cero, el color cambia a negro y los sólidos se hacen menos distinguibles. En estas condiciones se dice que el agua residual es séptica, surgiendo problemas de olores señalados.

2.1.1.5. Sólidos

Uno de los objetivos fundamentales de las depuradoras es la eliminación de los sólidos contenidos por el agua residual. Estos sólidos son de varios tipos:

- Sólidos totales: si tomamos una muestra del agua residual, evaporamos toda el agua y pesamos el residuo seco resultante, obtendremos los sólidos totales contenidos en el agua de partida. Por tanto, esta medida nos da la cantidad total de sólidos presentes, independientemente de su naturaleza y de la forma en la que se encuentren en el agua.

- Para hacer estas distinciones necesitamos introducir otras definiciones.
- Sólidos disueltos: son aquellos que atraviesan los filtros cuando se toma una muestra de agua residual y se hace pasar a través de un filtro muy fino.
- Sólidos en suspensión o filtrables: son los sólidos que se quedan retenidos por el filtro de tamaño de poro igual o inferior a $2\mu\text{m}$.
- Sólidos sedimentables: es la fracción de sólidos en suspensión capaz de separarse del agua residual por sedimentación. Esta medida tiene interés en el cálculo de sedimentos.
- Sólidos no sedimentables: es el resto de los sólidos en suspensión, que no se separan por sedimentación. La diferencia entre el comportamiento de los sólidos sedimentables y los no sedimentables se debe al tamaño, forma y peso de las partículas sólidas.

Por tanto, la suma de sólidos sedimentables y no sedimentables nos da el total de sólidos en suspensión.

La suma de sólidos en suspensión y los sólidos disueltos nos da los sólidos totales presente en el agua residual. Estas relaciones se explican en la figura 3.

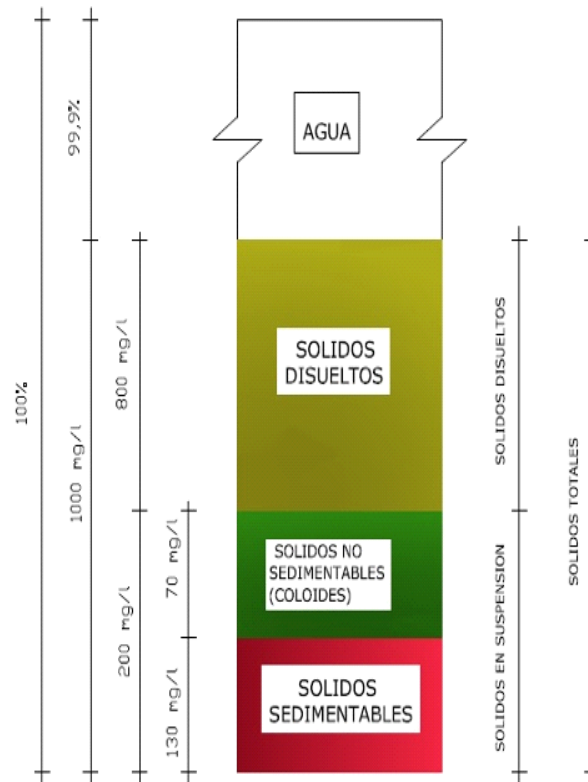


Figura 3. Tipos de sólidos en el agua residual

Además de esta clasificación, es importante la distinción entre sólidos orgánicos e inorgánicos. Los sólidos orgánicos pueden ser utilizados por las bacterias, que de esta forma los estabilizan durante el proceso de depuración. Por consiguiente, la medida de sólidos orgánicos da una idea de la tratabilidad biológica del agua, si éstos son biodegradables.

Por otra parte, los sólidos inorgánicos son sustancias minerales, y algunas de ellas son utilizadas también por los microorganismos. La suma de sólidos orgánicos e inorgánicos nos da los sólidos totales presentes en el agua. Por tanto, esta clasificación es completamente independiente de la anterior, y cualquiera de las categorías definidas en aquella puede estar integrada por sólidos orgánicos e

inorgánicos.

2.1.1.6. Conductividad

Esta medida indica la facilidad con la que la corriente eléctrica pasa a través del agua residual. Puesto que el agua pura es muy mala conductora de la corriente eléctrica, las conductividades elevadas indican la presencia de impurezas, y más concretamente de sales disueltas. Como resultado del uso doméstico del agua la conductividad aumenta, y se sitúa normalmente en el intervalo 1000-2000 μ Siemens/cm. La medida de la conductividad resulta muy útil para detectar descargas procedentes de algunas industrias alimentarias y químicas, o infiltraciones de agua del mar en zonas costeras.

Además, la conductividad informa sobre la posibilidad de usar el agua residual tratada para riego, ya que muchas plantas son sensibles al contenido en sales disueltas, y la exposición del terreno a riegos prolongados con aguas muy conductoras puede dar lugar a su inutilización como terreno de cultivo.

2.1.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

2.1.2.1. Materia orgánica

El objetivo más importante del tratamiento de aguas residuales urbanas es la eliminación de la materia orgánica. Cuando se vierte directamente al medio ambiente el agua residual sin depurar la materia orgánica que ésta contiene es responsable de la degradación que se aprecia en las corrientes de agua receptoras. Puesto que la mayor parte de la materia orgánica que contiene el agua residual urbana es biodegradable, los microorganismos la utilizan como alimento, para lo cual necesitan consumir oxígeno. Este gas es moderadamente soluble al agua, y cuando se consume rápidamente en esta degradación de la materia orgánica, su

concentración disminuye hasta alcanzar niveles de anaerobiosis, es decir, ausencia de oxígeno disuelto.

En estas condiciones aparecen olores desagradables, las aguas toman una coloración gris o negra y no hay posibilidades de supervivencia para organismos superiores como los peces. De hecho, con el vertido incontrolado de aguas residuales sin tratar se produce la muerte del medio acuático afectado, y en la mayoría de los casos este efecto se debe a la gran cantidad de materia orgánica aportada, que dicho medio no tiene capacidad para autodepurar.

Dentro de la materia orgánica se puede distinguir entre distintos tipos de compuestos, más o menos complejos (proteínas, carbohidratos, grasas, aceites y moléculas orgánicas sintéticas como son: agentes tensoactivos, fenoles y pesticidas), y cuya degradación biológica requiere un tiempo más o menos largo. Sin embargo, desde el punto de vista de la depuración se suele evitar el estudio pormenorizado de los componentes de la materia orgánica, y se utiliza en lugar de este unas medidas que dan una idea acerca del oxígeno necesario para su estabilización. Las medidas más extendidas de materia orgánica son la demanda biológica de oxígeno (DBO) y la demanda química de oxígeno (DQO), que definiremos a continuación:

- *Demanda biológica de oxígeno a los cinco días (DBO₅):* esta medida representa la cantidad de oxígeno necesaria para estabilizar biológicamente la materia orgánica contenida en una muestra de agua, incubada durante cinco días a 20 °C. Con esta medida se pretende reproducir el consumo de oxígeno en un medio natural, como podría ser un río, ocasionado por el vertido de agua residual. La temperatura del ensayo es de 20 °C, y su duración corresponde a una estabilización del 60-70 % de la materia orgánica.

- *Demanda química de oxígeno (DQO)*: con esta medida se estima el oxígeno necesario para oxidar químicamente la materia orgánica contenida en el agua.

Puesto que por medios químicos la oxidación de la materia orgánica es más completa, el valor de la DQO es mayor que el de la DBO₅. Es posible establecer relaciones entre DBO₅ y DQO para distintos tipos de aguas residuales, por lo que a veces se sustituye una medida por la otra. Para aguas residuales urbanas no tratadas, la relación aproximadamente entre DBO₅ y DQO es la siguiente:

$$DBO_5/DQO = 0.5$$

Es decir, DQO es aproximadamente el doble de la DBO₅. Las mayores ventajas de la DQO en relación con la DBO₅ son la rapidez del ensayo (dos horas en lugar de cinco días) y la mayor fiabilidad y reproducibilidad de la técnica de medida.

La carga de DBO₅ que aportan las aguas residuales por habitante y día se calcula en unos 60 gramos. Al crecer el nivel de vida se observa un aumento de la carga contaminante, si bien al crecer asimismo el caudal de agua residual la concentración disminuye. La carga de DBO₅ varía a lo largo del día, pudiendo alcanzar la punta horaria de contaminación hasta diez veces la contaminación horaria media.

Aunque la DBO₅ es, sin duda, la medida más extendida para la estimación de la contaminación por materia orgánica, tiene una serie de problemas que conviene tener en cuenta a la hora de interpretar los resultados obtenidos en los análisis de aguas residuales.

Los problemas más importantes son los siguientes:

1. Puesto que el consumo de oxígeno se lleva a cabo por bacterias, si el agua residual contiene cualquier tipo de tóxico que inhiba su actividad o provoque su

muerte, los resultados del ensayo de la DBO estarían indicando que no es biodegradable o que hay algún tipo de inhibidor o compuesto tóxico en ese agua

2. En ocasiones, es necesario un tiempo de aclimatación de las bacterias al agua residual antes de que comience la estabilización de la materia orgánica, y por tanto, el consumo de oxígeno. Si esto no ocurre, el consumo medio al cabo de cinco días dará valores inferiores a los reales para la necesidad de oxígeno disuelto en la estabilización de la muestra.

3. El tiempo de incubación de cinco días se justifica en base a la estabilización de la materia orgánica soluble en este tiempo. Sin embargo, esta varía grandemente entre los distintos tipos de vertidos.

Por tanto, conviene interpretar cuidadosamente los resultados de la DBO_5 y, sobre todo, complementarlos con otra medida más fiable y reproducible como puede ser la demanda química de oxígeno.

El problema fundamental de la DBO_5 , es que no es un parámetro que permita actuar sobre el proceso de forma inmediata, porque el tiempo de análisis es de 5 días. Son necesarios parámetros de análisis de respuesta más rápida de forma que en función de los valores obtenidos se pueda modificar rápidamente las condiciones de operación de la EDAR

2.1.2.2. Materia inorgánica

Además de la materia orgánica, el agua residual urbana contiene especies inorgánicas que también tienen gran repercusión en su tratabilidad por métodos biológicos.

Muchas de las medidas de estas especies se manejan frecuentemente en la

planta depuradora porque dan una buena idea sobre la marcha del proceso, o porque conviene eliminarlas durante el tratamiento para evitar problemas de contaminación en los cursos de agua receptores. A continuación veremos algunas de las más importantes:

- Oxígeno disuelto: el oxígeno disuelto es crucial para la buena marcha de una planta de tratamiento anaerobio del agua residual. Los microorganismos responsables de la depuración son diferentes según que el medio contenga o no oxígeno disuelto. La estabilización de la materia orgánica requiere un aporte de oxígeno disuelto. Cuando el consumo excede al aporte de oxígeno, el agua está en condiciones anaeróbicas y se pueden producir problemas de olores, el proceso de depuración transcurre más lentamente, y en definitiva, la depuradora deja de funcionar correctamente.
- pH: El agua pura es la asociación química de hidrógeno y oxígeno. que se unen en una proporción de dos a uno para formar la molécula de agua, H₂O. Una de las características de ésta molécula es su capacidad para disociarse, es decir, separarse en dos partes con cargas eléctricas de distinto signo:



El pH es una medida de la concentración de iones hidrógeno en el agua. Para agua pura, el pH vale siete (7). Los valores de pH inferiores a siete indican que el agua tiene carácter ácido, y los superiores que el agua tiene carácter básico.

La escala completa de pH va de 0 a 14.

La medida de pH por sí misma no indica si el agua posee impurezas, ya que un agua residual puede estar muy cargada y tener un pH neutro, sin embargo, el pH es muy importante para determinar la tratabilidad biológica del agua, ya que los

microorganismos presentan una tolerancia muy pequeña para los cambios de pH.

Normalmente, el margen de pH adecuado para el tratamiento biológico es de 6-9. Por encima y por debajo de estos límites hay dificultades para la adaptación de los microorganismos.

- *Nutrientes*: Se llama así las especies químicas utilizadas como alimento en el desarrollo de los microorganismos. Aunque los nutrientes abarcan un gran número de especies que los microorganismos necesitan en poca cantidad, el nombre se utiliza casi siempre para indicar a las distintas formas de nitrógeno y fósforo, que son los que se necesitan en mayores proporciones. El agua residual urbana contiene concentraciones bastante altas, tanto de nitrógeno como de fósforo. Este hecho permite su tratamiento biológico sin necesidad de ajustar la composición a la entrada en la depuradora, pero al mismo tiempo da lugar a problemas a la salida de la planta, ya que los nutrientes estimulan el crecimiento de microorganismos en los cursos de agua receptores.

Los nutrientes principales son nitrógeno fósforo y azufre. El nitrógeno se puede encontrar en las aguas residuales en forma orgánica y amoniacal, así como oxidado en nitroso y nitratos. El fósforo se presenta en forma orgánica y soluble (ortofosfatos), que es directamente utilizable por las bacterias. El azufre se halla en menores cantidades en forma orgánica y en forma inorgánica como sulfatos y sulfuroso. Los compuestos del azufre pueden causar malos olores en las fases de tratamiento anaerobio.

- *Cloruros*: Los cloruros proceden de la descarga de aguas residuales domésticas, agrícolas e industriales, y también, en las regiones costeras, de la intrusión del agua salada.

- Alcalinidad: Debida a la presencia de hidroxilos, carbonatos y bicarbonatos.
- Gases: Los gases más frecuentes en el agua residual sin tratar son N_2 , O_2 , CO_2 , H_2S , NH_3 y CH_4 .

Los tres primeros son gases comunes en la atmósfera, y se encuentran en todas las aguas que están expuestas al aire. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales.

2.1.3. CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS

El agua residual urbana contiene microorganismos de muchas clases, algunos de ellos muy perjudiciales para la salud por ser causantes de enfermedades. Los tipos de microorganismos más abundantes en el agua residual son bacterias, protozoos y virus.

2.1.3.1. Bacterias

Las bacterias son microorganismos unicelulares que se multiplican por escisión celular, es decir, dividiéndose en dos partes. Cuando se miran al microscopio se observa que tienen distintas formas, entre las cuales la de palito es la más frecuente (bacilos).

Según cual sea su fuente de alimentación, las bacterias pueden ser autótrofas (pueden crecer en medios completamente inorgánicos) o heterótrofas (depende de compuestos orgánicos para alimentarse), siendo estas las más importantes en el tratamiento biológico de las aguas residuales.

Otra importante distinción entre bacterias viene dada por su necesidad de oxígeno disuelto. Se llaman bacterias anaerobias aquellas que no pueden vivir en presencia de oxígeno, y las bacterias aerobias a las que no pueden vivir en

ausencia de oxígeno. Por último, las bacterias facultativas son las que se adaptan a la presencia o ausencia del oxígeno, y viven tanto en medio aeróbico como anaeróbico.

Entre las bacterias presentes en el agua residual urbana. Aquellas a las que hay que presentar mayor atención son las bacterias patógenas o causantes de enfermedades. Las que se suelen identificar para tener una idea de la importancia de la contaminación bacteriológica, son los coliformes totales y fecales y los estreptococos fecales.

Las bacterias coliformes fecales (*Escherichia coli*) se encuentran en los excrementos de los animales de sangre caliente, junto a las bacterias patógenas. Dado que el número de organismos patógenos presentes en las aguas residuales y aguas contaminadas son pocos y difíciles de aislar, los organismos coliformes, que son más numerosos y se determinan más sencillamente, se usan como indicadores. Su presencia se interpreta como una indicación de que los organismos patógenos también pueden estar presentes, y su ausencia indica que el agua se halla exenta de organismos productores de enfermedades.

Tabla 2. Organismos patógenos más comunes en el agua residual

ORGANISMOS PATOGENOS MAS COMUNES EN EL AGUA RESIDUAL		
ORGANISMO	ENFERMEDAD	OBSERVACIONES
<u>Ascaris spp</u>	Nematodos	Constituyen un peligro para el hombre; procede de efluentes de aguas residuales y de fangos de secado y utilizados como fertilizantes.
<u>Bacillus anthracis</u>	Antrax	Se encuentra en el agua residual. Las esporas son resistentes al tratamiento.
<u>Brucilla spp</u>	<ul style="list-style-type: none"> • Brucelosis • Fiebre de malta en hombre • Aborto contagioso en ovejas cabras y ganado vacuno 	Normalmente, transmitida por leche infectada o por contacto. El agua residual es también sospechosa.
<u>Entamoeba histolytica</u>	Disenteria	Se propaga por las aguas contaminadas y por los fangos utilizados como fertilizante
<u>Leptospira Icterohaemorrhagiae</u>	Leptospirosis(enfermedad de Weil)	Las ratas de alcantarilla son las portadoras.
<u>Mycobacterium tuberculosis</u>	Tuberculosis	Aislada en aguas residuales y ríos contaminados.
<u>Salmonella paratyphi</u>	Fiebre paratifoidea	Es común en el agua residual y en efluente, en tiempo de epidemias.
<u>Salmonella Typhi</u>	Fiebre tifoidea	Es común en agua residual y en efluente, en tiempo de epidemias.
<u>Salmonella spp</u>	Envenenamiento de la comida	Es común en agua residual los efluentes industriales.
<u>Schistosoma spp</u>	Esquistosomiasis	Probablemente eliminada por un tratamiento efectivo del residual.
<u>Shigella spp</u>	Disenteria bacilar	Las aguas contaminadas son la principal fuente de infección.
<u>Taenia spp</u>	Solitaria	Sus huevos son muy resistentes; están presentes en el fango y en los efluentes del agua residual. Es peligroso para el ganado vacuno existente en tierras regadas o abonadas con fango.
<u>Vibrio cholerae</u>	Cólera	Transmitida por el agua residual y por aguas contaminadas.
<u>Virus</u>	Poliomielitis Hepatitis	El modo exacto de transmisión es todavía desconocido. Se encuentra en efluentes procedentes de plantas de tratamiento biológico de aguas residuales.

2.1.3.2. Protozoos.

Los protozoos son microorganismos unicelulares que se consideran la base del reino animal. Algunos de los protozoos presentes en el agua residual son patógenos, como la ameba que provoca la disentería. Los protozoos pueden resultar útiles en el tratamiento del agua residual, ya que se alimentan de bacterias

y constituyen así a la purificación del efluente.

2.1.3.3. Virus

Los virus son la forma de vida mas simple que se conoce. Son parásitos obligados, lo que quiere decir que dependen de otros seres vivos, a los que infectan y utilizan para su reproducción. Muchos de ellos provocan enfermedades en el hombre, entre ellas la poliomielitis y la hepatitis. Estas enfermedades pueden transmitirse por medio del agua.

En la tabla 3 se muestra la composición típica en aguas residuales domesticas no tratadas.

Tabla 3. Composición típica de aguas residuales

CONSTITUYENTE	CONCENTRACIÓN (mg/l)		
	Fuerte	Media	Débil
<u>SÓLIDOS TOTALES</u>	1200	720	350
Disueltos totales	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
En suspensión totales	350	220	100
Fijos	75	55	20
Volátiles	275	165	80
<u>SÓLIDOS SEDIMENTABLES (ml/l)</u>	20	10	5
<u>DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGENO A 5 DÍAS y 20 °C (DBO)</u>	400	220	110
<u>CARBONO ORGÁNICO TOTAL (COT)</u>	290	160	80
<u>DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO)</u>	1000	500	250
<u>NITRÓGENO (total como N)</u>	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoníaco libre	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
<u>FÓSFORO (total como P)</u>	15	8	4
Orgánico	5	3	1
Inorgánico	10	5	3
Cloruros	100	50	30
<u>ALCALINIDAD (como CaCO₃)</u>	200	100	50
<u>GRASA</u>	150	100	50

2.2. REUTILIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

En la planificación e instrumentación de los planes de recuperación y reutilización de aguas residuales, el factor que normalmente determina el grado de tratamiento necesario y el nivel de confianza deseado de los procesos y operaciones de tratamiento suele ser el uso al que se destina el agua.

El Real Decreto 1620/2007, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas, en el capítulo II, artículo 4, establece los usos admitidos para las aguas regeneradas.

- Las aguas regeneradas podrán utilizarse para los usos indicados en el anexo I.A.
- En los supuestos de reutilización del agua para usos no contemplados en el anexo I.A, el organismo de cuenca exigirá las condiciones de calidad que se adapten al uso más semejante de los descritos en el mencionado anexo. Será necesario, en todo caso, motivar la reutilización del agua para un uso no descrito en el mismo.
- En todos los supuestos de reutilización de aguas, el organismo de cuenca solicitará de las autoridades sanitarias un informe previo que tendrá carácter vinculante.
- Se prohíbe la reutilización de aguas para los siguientes usos:
 - ✓ Para el consumo humano, salvo situaciones de declaración de catástrofe en las que la autoridad sanitaria especificará los niveles de calidad exigidos a dichas aguas y los usos.
 - ✓ Para los usos propios de la industria alimentaria, tal y como se determina en el artículo 2.1 b) del Real Decreto 140/2003, de 7 de febrero por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano, salvo lo dispuesto en el

anexo I.A.3.calidad 3.1c) para el uso de aguas de proceso y limpieza en la industria alimentaria.

- ✓ Para uso en instalaciones hospitalarias y otros usos similares.
- ✓ Para el cultivo de moluscos filtradores en acuicultura.
- ✓ Para el uso recreativo como agua de baño.
- ✓ Para el uso en torres de refrigeración y condensadores evaporativos, excepto lo previsto para uso industrial en el anexo I.A.3.calidad 3.2.
- ✓ Para el uso en fuentes y láminas ornamentales en espacios públicos o interiores de edificios públicos.
- ✓ Para cualquier otro uso que la autoridad sanitaria o ambiental considere un riesgo para la salud de las personas o un perjuicio para el medio ambiente, cualquiera que sea el momento en el que se aprecie dicho riesgo o perjuicio.

Se incluye a continuación la tabla 4, ANEXO I.A del citado Real Decreto.
Criterios de calidad para la reutilización de las aguas según sus usos

Tabla 4. Anexo I.A RD 1620/2007. Criterios de calidad para la reutilización de las aguas según sus usos

ANEXO I.A: CRITERIOS DE CALIDAD PARA LA REUTILIZACIÓN DE LAS AGUAS SEGÚN SUS USOS

CALIDAD REQUERIDA

USO DEL AGUA PREVISTO	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)				
	NEMATODOS INTES-TINALES ¹	ESCHERICHIA COLI	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	TURBIDEZ	OTROS CRITERIOS
1.- USOS URBANOS					
CALIDAD 1.1: RESIDENCIAL ² a) Riego de jardines privados. ³ b) Descarga de aparatos sanitarios. ³	1 huevo/10 L	0 (UFC ⁴ /100 mL)	10 mg/L	2 UNT ⁵	OTROS CONTAMINANTES ⁶ contenidos en la autorización de vertido aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas ⁷ deberá asegurarse el respeto de las NCA. ⁸ Legione/la spp. 100 UFC/L (si existe riesgo de aerosolización)
CALIDAD 1.2: SERVICIOS a) Riego de zonas verdes urbanas (parques, campos deportivos y similares). ⁹ b) Baldeo de calles. ⁹ c) Sistemas contra incendios. ⁹ d) Lavado industrial de vehículos. ⁹	1 huevo/10 L	200 UFC/100 mL	20 mg/L	10 UNT	

¹ Considerar en todos los grupos de calidad al menos los géneros: Ancylostoma, Trichouris y Ascaris.

² Deben someterse a controles que aseguren el correcto mantenimiento de las instalaciones.

³ Su autorización estará condicionada a la obligatoriedad de la presencia de doble circuito señalizado en todos sus tramos hasta el punto de uso

⁴ Unidades Formadoras de Colonias.

⁵ Unidades Nefelométricas de Turbiedad.

⁶ ver el Anexo III del RD 849/1986, de 11 de abril.

⁷ ver Anexo IV del RD 907/2007, de 6 de julio.

⁸ Norma de calidad ambiental ver el artículo 245.5.a del RD 849/1986, de 11 de abril, modificado por el RD 606/2003 de 23 de mayo.

⁹ Cuando exista un uso con posibilidad de aerosolización del agua, es imprescindible seguir las condiciones de uso que señale, para cada caso, la autoridad sanitaria, sin las cuales, estos usos no serán autorizados

Tabla 4. Anexo I.A RD 1620/2007. Criterios de calidad para la reutilización de las aguas según sus usos

USO DEL AGUA PREVISTO	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)			
	NEMATODOS INTESTINALES	ESCHERICHIA COLI	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	TURBIDEZ
2.- USOS AGRÍCOLAS¹				
CALIDAD 2.1²				
<p>a) Riego de cultivos con sistema de aplicación del agua que permita el contacto directo del agua regenerada con las partes comestibles para alimentación humana en fresco.</p>	<p>1 huevo/10 L</p>	<p>100 UFC/100 mL</p> <p>Teniendo en cuenta un plan de muestreo a 3 clases³ con los siguientes valores: n = 10 m = 100 UFC/100 mL M = 1.000 UFC/100 mL c = 3</p>	<p>20 mg/L</p>	<p>10 UNT</p>
				<p>OTROS CONTAMINANTES con tenidos en la autorización de vertido de aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAs. <i>Legionella</i> spp. 1.000 UFC/L (si existe riesgo de aerosolización) Es obligatorio llevar a cabo la detección de patógenos Presencia/Ausencia (<i>Salmonella</i>, etc.) cuando se repita habitualmente que c=3 para M=1.000</p>

¹ Características del agua regenerada que requieren información adicional: Conductividad: 3,0 dS/m ; Relación de Adsorción de Sodio (RAS): 6 meq/L; Boro: 0,5 mg/L; Arsénico: 0,1 mg/L; Berilio: 0,1 mg/L; Cadmio: 0,01 mg/L; Cobalto: 0,05 mg/L; Cromo: 0,1 mg/L; Cobre: 0,2 mg/L; Manganeso: 0,2 mg/L; Molibdeno: 0,01 mg/L; Niquel: 0,2 mg/L; Selenio: 0,02 mg/L; Vanadio: 0,1 mg/L. Para el cálculo de RAS se utilizará la fórmula:

$$RAS (meq / L) = \frac{[Na]}{\sqrt{[Ca] + [Mg]}}$$

² Cuando exista un uso con posibilidad de aerosolización del agua, es imprescindible seguir las condiciones de uso que señale, para cada caso, la autoridad sanitaria, sin las cuales, esos usos no serán autorizados

³ Siendo n: nº de unidades de la muestra; m: valor límite admisible para el recuento de bacterias; M: valor máximo permitido para el recuento de bacterias; c: número máximo de unidades de muestra cuyo número de bacterias se sitúa entre m y M.

Tabla 4. Anexo I.A RD 1620/2007. Criterios de calidad para la reutilización de las aguas según sus usos

USO DEL AGUA PREVISTO	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)				OTROS CRITERIOS
	NEMATODOS INTESTINALES	ESCHERICHIA COLI	SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	TURBIDIEZ	
<p>CALIDAD 2.2</p> <p>a) Riego de productos para consumo humano con sistema de aplicación de agua que no evita el contacto directo del agua regenerada con las partes comestibles, pero el consumo no es en fresco sino con un tratamiento industrial posterior.</p> <p>b) Riego de pastos para consumo de animales productores de leche o carne.</p> <p>c) Acuicultura.</p>	<p>1 huevo/10 L</p>	<p>1.000 UFC/100 mL</p> <p>Teniendo en cuenta un plan de muestreo a 3 clases¹ con los siguientes valores: n = 10 m = 1.000 UFC/100 mL M = 10.000 UFC/100 mL c = 3</p>	<p>35 mg/L</p>	<p>No se fija límite</p>	<p>OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales; se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCA.s, <i>Taenia saginata</i> y <i>Taenia solium</i>: 1 huevo/L (si se riegan pastos para consumo de animales productores de carne) Es obligatorio llevar a cabo de selección de patógenos Presencia/Ausencia (<i>Salmonella</i>, etc.) cuando se repita habitualmente que c=3 para M=10.000</p>
<p>CALIDAD 2.3</p> <p>a) Riego localizado de cultivos leñosos que impida el contacto del agua regenerada con los frutos consumidos en la alimentación humana.</p> <p>b) Riego de cultivos de flores ornamentales, viveros, invernaderos sin contacto directo del agua regenerada con las producciones.</p> <p>c) Riego de cultivos industriales no alimentarios, viveros, forrajes ensilados, cereales y semillas oleaginosas.</p>	<p>1 huevo/10 L</p>	<p>10.000 UFC/100 mL</p>	<p>35 mg/L</p>	<p>No se fija límite</p>	<p>OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales; se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCA.s, <i>Legionella spp.</i> 100 UFC/L</p>

¹ Siendo n: nº de unidades de la muestra; m: valor límite admisible para el recuento de bacterias; M: valor máximo permitido para el recuento de bacterias; c: número máximo de unidades de muestra cuyo número de bacterias se sitúa entre m y M.

Tabla 4. Anexo I.A RD 1620/2007. Criterios de calidad para la reutilización de las aguas según sus usos

USO DEL AGUA PREVISTO	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)				OTROS CRITERIOS
	NEMATODOS INTESTINALES	ESCHERICHIA COLI	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	TURBIDEZ	
3.- USOS INDUSTRIALES					
CALIDAD 3.1¹					
a) Aguas de proceso y limpieza excepto en la industria alimentaria.	No se fija límite	10.000 UFC/100 mL	35 mg/L	15 UNT	OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAs Legionella spp.: 100 UFC/L
b) Otros usos industriales.					
c) Aguas de proceso y limpieza para uso en la industria alimentaria	1 huevo/10 L	1.000 UFC/100 mL Teniendo en cuenta un plan de muestreo a 3 clases ² con los siguientes valores: n = 10 m = 1.000 UFC/100 mL M = 10.000 UFC/100 mL c = 3	35 mg/L	No se fija límite	OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAs. Legionella spp.: 100 UFC/L Es obligatorio llevar a cabo detección de patógenos Presencia/Ausencia (Salmonella, etc.) cuando se repita habitualmente que c=3 para M=10.000
CALIDAD 3.2					
a) Torres de refrigeración y condensadores e vaporativos.	1 huevo/10 L	Ausencia UFC/100 mL	5 mg/L	1 UNT	Legionella spp: Ausencia UFC/L Para su autorización se requerirá: - La aprobación, por la autoridad sanitaria, del Programa específico de control de las instalaciones contemplado en el Real Decreto 865/2003, de 4 de julio, por el que se establecen los criterios higiénico-sanitarios para la prevención y control de la legionelosis. - Uso exclusivamente industrial y en localizaciones que no estén ubicadas en zonas urbanas ni cerca de lugares con actividad pública o comercial.

¹ Cuando exista un uso con posibilidad de aerosolización del agua, es imprescindible seguir las condiciones de uso que señale, para cada caso, la autoridad sanitaria, sin las cuales, esos usos no serán autorizados

² Siendo n: nº de unidades de la muestra; m: valor límite admisible para el recuento de bacterias; M: valor máximo permitido para el recuento de bacterias; c: número máximo de unidades de muestra cuyo número de bacterias se sitúa entre m y M.

Tabla 4. Anexo I.A RD 1620/2007. Criterios de calidad para la reutilización de las aguas según sus usos

USO DEL AGUA PREVISTO	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)				
	NEMATODOS INTESTINALES	ESCHERICHIA COLI	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	TURBIDEZ	OTROS CRITERIOS
4.- USOS RECREATIVOS					
CALIDAD 4.1¹ a) Riego de campos de golf.	1 huevo/10 L	200 UFC/100 mL	20 mg/L	10 UNT	OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAs. Si el riego se aplica directamente a la zona del suelo (goteo, microaspersión) se fijan los criterios del grupo de Calidad 2.3 <i>Legionella spp.</i> 100 UFC/L (si existe riesgo de aerosolización)
CALIDAD 4.2 a) Estanques, masas de agua y caudales circulares ornamentales, en los que está impedido el acceso del público al agua.	No se fija límite	10.000 UFC/100 mL	35 mg/L	No se fija límite	OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAs. Pt : 2 mg P/L (en agua estancada)

¹ Cuando exista un uso con posibilidad de aerosolización del agua, es imprescindible seguir las condiciones de uso que señale, para cada caso, la autoridad sanitaria, sin las cuales, esos usos no serán autorizados

Tabla 4. Anexo I.A RD 1620/2007. Criterios de calidad para la reutilización de las aguas según sus usos

USO DEL AGUA PREVISTO	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)				
	NEMATODOS INTESTINALES	ESCHERICHIA COLI	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	TURBIDEZ	OTROS CRITERIOS
5.- USOS AMBIENTALES					
CALIDAD 5.1 a) Recarga de acuíferos por percolación localizada a través del terreno.	No se fija límite	1.000 UFC/100 mL	35 mg/L	No se fija límite	NO ₃ ⁻ : 10 mg N/L NO ₂ ⁻ : 25 mg NO ₂ /L Art. 257 a 259 del RD 849/1986
	1 huevo/10 L	0 UFC/100 mL	10 mg/L	2 UNT	
CALIDAD 5.2 a) Recarga de acuíferos por inyección directa.	No se fija límite	No se fija límite	35 mg/L	No se fija límite	OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAAs.
	1 huevo/10 L	0 UFC/100 mL	10 mg/L	2 UNT	
CALIDAD 5.3 a) Riego de bosques, zonas verdes y de otro tipo no accesibles al público. b) Silvicultura.	No se fija límite	No se fija límite	35 mg/L	No se fija límite	OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAAs.
	1 huevo/10 L	0 UFC/100 mL	10 mg/L	2 UNT	
CALIDAD 5.4 a) Otros usos ambientales (mantenimiento de humedales, caudales mínimos y similares).	No se fija límite	No se fija límite	35 mg/L	No se fija límite	La calidad mínima requerida se estudiará caso por caso
	1 huevo/10 L	0 UFC/100 mL	10 mg/L	2 UNT	

¹ Nitrógeno total, suma de nitrógeno inorgánico y orgánico presente en la muestra

2.3. EL AGUA EN GRAN CANARIA

El agua es un recurso escaso que condiciona el desarrollo económico, social y medioambiental de la isla. El incremento de la población y el desarrollo económico han generado importantes problemas medioambientales: desecación de nacientes, descenso del nivel freático, ocupación de cauces de barrancos, alteración de la calidad de las aguas subterráneas y superficiales, desertización, erosión, etc. Es por ello que será necesario tomar medidas que mejoren la situación de escasez en la isla y que comprenderán el ahorro y la aplicación de procedimientos no naturales para producir agua utilizable.

2.3.1. PRODUCCIÓN DE AGUA

2.3.1.1. El medio

Gran Canaria es un territorio insular, de forma redondeada de 50km de diámetro, con una altura de 1.949 m. y con una superficie de 1.554km².

El origen volcánico de la isla de Gran Canaria contribuye a que aumente la diversidad y la complejidad geológica, condicionando no sólo el funcionamiento hidrológico, sino también el relieve irregular y con grandes pendientes.

Aunque se encuentra en el paralelo 28 N, junto al desierto del Sáhara, la corriente del golfo y los Alisios hacen que el clima sea singular y menos extremo.

El relieve también ha condicionado la lluvia: llueve más a mayor altura y en la zona Norte, de forma irregular existiendo años secos y años húmedos.

La precipitación media es de 300mm, siendo ésta inferior a la mitad de la existente en la península y una cuarta parte inferior a la de la isla de Tenerife.

2.3.1.2. Recursos superficiales

Los recursos superficiales engloban las aguas que discurren superficialmente hasta llegar al mar. Su conocimiento tiene un doble interés. Por una parte la necesidad de cuantificar y localizar la infraestructura de captación y almacenamiento. Por otro lado el estudio de los aspectos medioambientales, a los que la planificación no debe permanecer ajena.

Existe poca superficie de la isla que no vierta a algún embalse, y por la naturaleza del terreno, su permeabilidad entre otras, existen pocas posibilidades de nuevas presas. Los recursos superficiales son almacenados para su posterior utilización en diferentes tipos de aprovechamientos, entre los que se encuentran las grandes presas de la isla.

El número de depósitos con una capacidad superior a 5000m³ asciende a 711, con una capacidad total de 14.239.855 m³. El número de grandes presas es de 60 con una capacidad de embalse de 78,4hm³.

2.3.1.3. Recursos naturales

AGUAS RESIDUALES URBANAS DEPURADAS

El agua residual urbana depurada es una fuente complementaria de recursos no convencionales que puede contribuir a equilibrar el balance hidrológico de la isla. Su aprovechamiento puede garantizar el riego de los cultivos en los meses de mayor escasez de aguas tradicionales. Su menor precio y aporte suplementario de nutrientes disminuye los costos de producción y aumenta la competitividad de las explotaciones agrícolas.

El Consejo Insular de Aguas dispone de redes de distribución de agua depurada por toda la geografía insular, desde el Sur en Tirajana, al Norte en Gáldar, pasando por Telde y desde las medianías en Teror hasta la costa en Bañaderos pasando por Firgas. En resumen, cerca de 25hm³ de agua al año, suficiente para regar cinco mil hectáreas de tomates o dos mil quinientas hectáreas de plataneras. Son más de 100km. de tuberías a disposición de la agricultura canaria.

El volumen total de aguas residuales urbanas depuradas será como máximo el volumen suministrado al consumo urbano, turístico e industrial. Pero debido a las pérdidas en el suministro, en el propio uso, en las redes de saneamiento y en el proceso de depuración el volumen total aprovechable se encontrará entorno al 50% del enviado a la distribución urbana. Esta agua residual urbana depurada es utilizada en la agricultura.

Tabla 5. Estaciones depuradoras de aguas residuales en Gran Canaria.
Fuente Consejo insular de aguas de Gran Canaria. Plan hidrológico de Gran Canaria

ESTACIONES DEPURADORAS DE AGUAS RESIDUALES				
EDAR	Municipio	Caudales		Habitantes equivalentes
		(m³/día)		
		Teórico	Real	
Agaete	Agaete	500	425	5.000
El Risco	Agaete	60	0	600
Sardina	Gáldar	200	200	2.000
Guía-Gáldar	Gáldar	3.000	2.625	30.000
3 Palmas	Guía	50	30	500
Moya	Moya	500	730	5.000
Fontanales	Moya	75	75	750
Bañaderos	Arucas	500	382	5.000
Cardones	Arucas	2.000	1.800	20.000
Tenoya	Arucas	1.000	240	10.000
Firgas	Firgas	700	325	7.000
Teror	Teror	500	450	5.000
Artenara	Artenara	120	70	600
Las Caraballas	Artenara	200		1.000
Tejeda	Tejeda	225	85	1.500
San Mateo	Vega de San Mateo	750		5.000

Bco. Seco I	Las Palmas de G.C.	17.400		130.000
Bco. Seco II	Las Palmas de G.C.	34.800	20.000	290.000
La Tornera	Las Palmas de G.C.	300	300	2.400
Tafira	Las Palmas de G.C.	720	150	6.000
Tamaraceite	Las Palmas de G.C.	1.400	1.440	12.000
Telde	Telde	12.000	7.000	100.000
Gando	Telde	500	400	5.000
Sureste	Agüimes	6.000	8.200	60000
Temisas	Agüimes	100	40	1000
Fataga	San Bartolomé de Tirajana	100	40	1000
S. Bartolomé,casco	San Bartolomé de Tirajana	200	50	2000
Bahía Feliz	San Bartolomé de Tirajana	500>	200	5000
Las Burras	San Bartolomé de Tirajana	7000	8000	70000
El Tablero	San Bartolomé de Tirajana	300	400	3000
El Oasis	San Bartolomé de Tirajana	1200	3500	6000
El Pajar	Mogán	500	500	5000
El Horno	Mogán	100	100	1000
Bco. de la Verga	Mogán	450	350	3000
Puerto Rico I, II y III	Mogán	7600	7600	38000
Tauro (pueblo)	Mogán	80	50	840
Hadsödalen (Tauro)	Mogán	120	120	500
Playa del Cura	Mogán	400	400	4000
Taurito	Mogán	400	300	4000
Playa de Mogán	Mogán	100	100	1000
Mogán, casco	Mogán	200	200	4000
Venegueras	Mogán	120	100	1200
Tasarte	San Nicolás de Tolentino	100	80	1000
San Nicolás	San Nicolás de Tolentino	1000	1000	10000

DESALACIÓN DE AGUAS

La capacidad actual de las plantas desaladoras es de 251.800 m³/día con una producción real de 62hm³, lo que supone un factor de utilización de 68%. La aportación al uso de 44hm³ significa el 75,6% de los consumos urbanos, turístico e industrial.

Tabla 6. Estaciones desaladoras de agua de mar en Gran Canaria.

Fuente: Consejo insular de aguas de Gran Canaria. Plan hidrológico de Gran Canaria

PLANTAS DESALADORAS DE AGUA DE MAR			
Planta	Emplazamiento	Sistema	m ³ /día
Arucas I	Arucas	O.I.	5.000
Arucas-Moya I	Arucas	O.I.	4.000
Arucas-Moya-Ampliación	Arucas	O.I.	6.000
Gáldar-Agaete I	Gáldar	O.I.	3.000
Gáldar-Agaete II	Gáldar	O.I.	3.500
Gáldar-Agaete III	Gáldar	O.I.	7.000
Aragua	Gáldar	O.I.	10.000
Aragua-Ampliación	Gáldar	O.I.	5.000
Guía	Guía	V.C.	1.500
Guía I	Guía	O.I.	5.000
Arucas-Moya I	Arucas	O.I.	4.000
Granja Ag. Experimental	Arucas	C.V.	500
Granja Ag. Experimental-Ampliación	Arucas	V.C.	500
Las Palmas- Telde	Las Palmas de G.C.	M.E.D.	35.000
Las Palmas II	Las Palmas de G.C.	M.E.F.	18.000
Las Palmas III	Las Palmas de G.C.	O.I.	36.000
Las Palmas III- Ampliación	Las Palmas de G.C.	O.I.	16.000
Las Palmas IV	Las Palmas de G.C.	O.I.	6.700
Unelco- Las Palmas	Las Palmas de G.C.	C.V.	1.000
Unelco- Juan Grande	Bco. Tirajana	V.C.	600
Salinetas- Telde	Salinetas	O.I.	10.000
Aeropuerto I	Aeropuerto G.C.	O.I.	1.000
Aeropuerto II	Aeropuerto G.C.	O.I.	500
Mando Aéreo de Canarias	Gando	O.I.	1.000
Sureste I	Pozo Izquierdo	O.I.	10.000
Sureste II	Pozo Izquierdo	O.I.	10.000
Centro de Estudios de la Energía	Pozo Izquierdo	N.D.	Experiemental
Bonny	Juan Grande	O.I.	8.000
Elmasa II	Las Burras	O.I.	7.500
Elmasa III	Las Burras	O.I.	7.500
Aqualing	Tauro	O.I.	2.000
Anfi del Mar I	Mogán	O.I.	250
Anfi del Mar II	Mogán	O.I.	250
Puerto Rico I	Puerto Rico	C.V.	1.200
Puerto Rico II	Puerto Rico	C.V.	1.000
Puerto Rico III	Puerto Rico	V.C.	1.000
La Aldea I	S. Nicolás de Tolentino	O.I.	5.000
La Aldea II	S. Nicolás de Tolentino	O.I.	5.700
Bahía Feliz	S. Bartolomé de Tirajana	O.I.	600
Maspalomas II	San Agustín	O.I.	7.500
Maspalomas III	San Agustín	O.I.	7.500
Coagrisan	Bco. La Aldea	O.I.	5.000
TOTAL			251.800

2.3.1.4. Ciclo hidrológico

El ciclo de las aguas se inicia con las lluvias. La precipitación media en los últimos 37 años es de 30mm, que en los 1.554km² de superficie representan

466hm³.

De estos 466hm³, 304 (65%) se pierden por evapotranspiración, que engloba tanto la evaporación desde la superficie libre como la transpiración de la cubierta vegetal. De los 162 (35%) restantes, 73 (46%) discurren en escorrentías por la superficie de la isla y 87 (54%) se infiltran, es decir, los recursos teóricamente disponibles. De las aguas infiltradas, 40hm³ (46%) van a descargas subterráneas directas al mar y 47 (54%) a renovar el acuífero. En la figura 4, se muestran estos porcentajes.

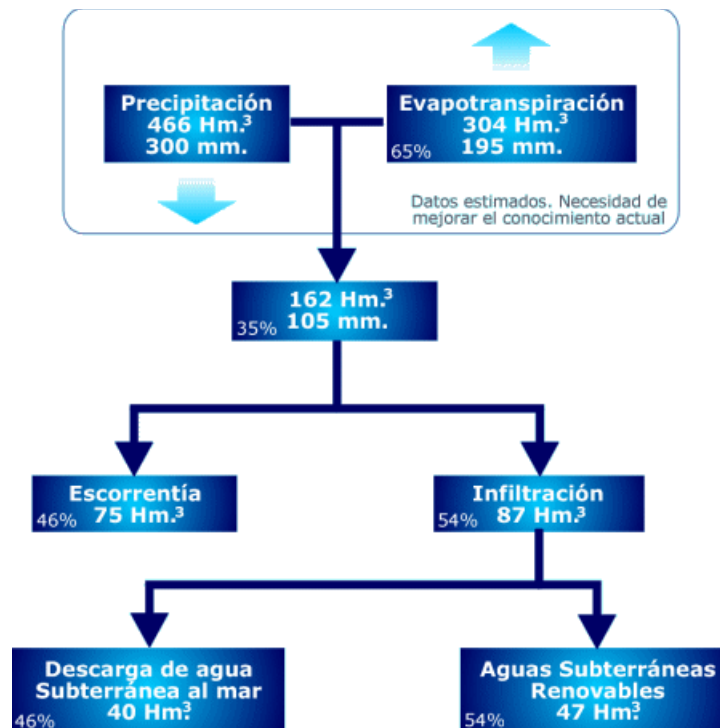


Figura 4

2.3.1.5. Recursos subterráneos

La única evaluación de la cantidad de agua subterránea que es explotable se realizó en El Estudio Científico de los Recursos de Agua en las Islas Canarias SPA–15, realizado entre 1970 y 1974, el cual sentó las bases del conocimiento

hidrológico superficial y subterráneo de Canarias y estableció que eran 2.125 hm³ Como ejercicio teórico y con el fin de resaltar lo que significa esa cifra, suponiendo que únicamente se haya extraído de las reservas 50 hm³ cada año, que han sido más, en los últimos 25 años se han consumido más de la mitad de las reservas calculadas en el SPA-15.

En la figura 5 se muestran las reservas subterráneas de agua de la isla.



Figura 5

Tan importante como la reserva de agua subterránea, es determinar de qué volumen se puede disponer sin afectarla. Este cálculo pasa por saber qué parte de lluvia se infiltra, y una vez en el subsuelo qué parte descarga al mar. La diferencia entre estos dos valores es el volumen de agua subterránea renovable anualmente.

No se dispone de un inventario fidedigno del número de pozos y galerías en explotación y se desconoce las cantidades de agua extraídas. Se han realizado diferentes estudios de los que se muestran los resultados en la tabla 7

Tabla 7. Estimación pozos y volumen de agua extraída.

Fuente: Consejo insular de aguas de Gran Canaria. Plan hidrológico de Gran Canaria

Nivel 1	1876 pozos 431 galerías (En uso 1337)
Nivel 2	3639 captaciones (805 en explotación)
Inventario por zonas	Volumen total = 78hm ³ Volumen extraído 1991 = 98hm ³

2.3.2. BARRANCOS Y PRESAS

BARRANCOS

Los barrancos de la isla de Gran Canaria constituyen una importante red de drenaje natural, siendo su formación favorecida por la acción erosiva de las aguas superficiales.

El agua, recurso indispensable para el desarrollo agrícola, se extrae en los barrancos a través de pozos y galerías o bien se almacena en ellos mediante presas y aljibes.

A pesar de los valores paisajísticos, hidrológico, geomorfológico, botánico, faunístico y cultural que tienen los barrancos en el archipiélago son muchos los que sufren continuas agresiones que hacen peligrar su riqueza biológica.

PRESAS

El número de grandes presas existentes en la isla de Gran Canaria es de 60 y la capacidad de almacenamiento total de las mismas asciende a 76,8hm³. Esto implica una capacidad media de 1,2hm³ que se reduce a 0,71 si no se considera la

presa de Soria, caso singular con 32,8hm³.

Del estudio de los volúmenes embalsados en las grandes presas, realizado por el Servicio Hidráulico de Las Palmas se deduce la cifra de 12% de la capacidad de embalse como el volumen medio interanual aprovechado.

En los últimos años el Consejo Insular de Aguas de Gran Canaria ha estudiado la posible localización de nuevas presas obteniéndose un documento que permite fijar nueve localizaciones, que completarían así el aprovechamiento de la esorrentía superficial.

2.4. CAMPOS DE GOLF Y MEDIOAMBIENTE

Desde finales de la década de los años ochenta del siglo pasado hay una preocupación generalizada por el impacto de los campos de golf sobre el medio ambiente. Varias Comunidades Autónomas españolas han redactado una normativa que permite controlar la incidencia de los campos de golf sobre dos aspectos fundamentales: las transformaciones paisajísticas y la procedencia del agua consumida. Las evaluaciones de impacto ambiental y el uso cada vez más generalizado de aguas depuradas contribuyen a minimizar los efectos sobre el entorno de estas instalaciones, que constituyen una interesante oferta turística de calidad sin estacionalidad.

El turismo convertido en actividad económica, es decir, el ocio transformado en negocio, considera al territorio como un recurso, provocando un gran aumento de la demanda de parte de este territorio que se convierte en un espacio de función turística. El espacio pasa a tener así unas funciones sociales particulares. La demanda de espacio para el turismo depende de diversos factores tales como la intensidad de la afluencia turística y la tipología del turismo

(turismo de interior, turismo social, turismo ecológico, turismo deportivo, turismo de fin de semana o residencial). Los impactos medioambientales del turismo se refieren a las alteraciones del medio natural causadas por los turistas y por los servicios turísticos sobre las variables ecológicas y territoriales de las zonas en las que se ha desarrollado el turismo. En éstas se registran impactos sobre el sistema natural biótico y abiótico incidiendo sobre su desarticulación.

La práctica del golf requiere una superficie de suelo considerable y un recurso escaso como es el agua. Las actividades agrarias se basan también exclusivamente sobre el mismo soporte territorial, y precisan del mismo recurso y tratamientos fitosanitarios para su desarrollo. La utilización de aguas recicladas, la implantación de sistemas de riego que permiten un gran ahorro, así como la instalación en el campo de golf de una estación meteorológica para controlar las necesidades de riego, son tres hechos que hay que tener en cuenta a la hora de valorar el uso que del agua hacen los campos de golf.

2.4.1. IMPACTO AMBIENTAL DE LOS CAMPOS DE GOLF

Es ya casi un hábito que inevitablemente conduce al tópico reducir el impacto ambiental del golf a sus efectos aparentemente negativos como el elevado consumo de agua. Esta selección parcial de los efectos derivados de la puesta en marcha de un campo de golf suele ocultar otros favorables: mejora del paisaje, recuperación de áridos, incremento y diversificación de la fauna, utilización de aguas residuales.

Con frecuencia se ha presentado el campo de golf como una instalación que consume una gran cantidad de recursos, sobre todo los hídricos. Este concepto no es exactamente cierto, sino que se ha de plantear de manera diferente. No sólo se han de considerar los usos de los recursos por parte del campo, sino también las posibilidades que genera el entorno. En este sentido, al comprometerse

teóricamente unos recursos de agua y suelo se ha de proceder a evaluaciones dentro de un concepto global, que también implica unas consideraciones socioeconómicas que, con el campo, pueden mejorar la calidad de vida de los habitantes.

Mantener un campo de golf en estado de juego requiere unas actividades determinadas similares a las prácticas agrícolas y que generan unos impactos sobre las matrices ambientales.

Se distinguen cuatro facetas en el impacto ambiental generado por los campos de golf en ese ámbito territorial. El cambio de paisaje, la problemática del valor ecológico, la forma diferencial de construcción, y el uso del agua y los conflictos que se han generado o que se pueden generar en un futuro.

a) El cambio cualitativo del paisaje. El golf representa un tipo de paisaje perteneciente u originario de otros lugares, donde las condiciones ambientales son distintas. La implantación de este deporte, por tanto, comporta una adaptación o una transformación radical del paisaje. Desde un punto de vista visual representa una cierta estética subjetivamente bella.

b) Problemática ecológica. La extensión de un campo de golf a pesar de ser importante, no lo es como para representar cambios ecológicos importantes. Depende, en gran medida, del área a transformar, esto es de la ubicación de cada campo, y por tanto es muy variable en función del mismo. En la mayoría de los casos, no ha sido el campo de golf en sí mismo, como el impacto generado alrededor suyo, incitado tanto directa como indirectamente. Es el caso de las urbanizaciones. A este respecto cabe insistir en que un campo de golf va frecuentemente rodeado de una urbanización, y de hecho el golf puede servir de

cobertura a un negocio inmobiliario.

c) El efecto de los modelos de construcción de los campos de golf. Este factor enlaza con los problemas ecológicos y del paisaje. La construcción de nuevos campos de golf y la expansión de los antiguos se ha realizado a veces a base de fuertes remodelaciones del paisaje y con técnicas constructivas «duras» en relación con el medio natural. Un análisis pormenorizado de su construcción muestra que la necesidad de regadío, de drenaje, de remodelación de pendientes y de diseño, obliga a levantar suelos autóctonos y a la utilización de maquinaria pesada que transforma el sustrato, al instalar toda una serie de conducciones que permiten el uso de riego por aspersión soterrado. Luego se rellena con gravas, arenas, mantillo vegetal y finalmente se planta el césped. Con esta operación se podría decir que se ha maquillado y transformado el potencial ecológico del sector.

d) El suministro de agua. Los campos de golf basan su existencia en la presencia de césped y éste necesita abundantes cantidades de agua para su mantenimiento. Además del agua de riego, se añade la construcción de lagos, bien por razones de diseño o como sistemas de almacenamiento de agua. Estos lagos, la mayor parte de los cuales son poco profundos, inciden en la pérdida de agua por evaporación, hecho que incide en el consumo de agua.

Algunos consideran que a los campos de golf se les critica con relativo rigor su teórica acción excluyente de la flora y fauna autóctona. No cabe duda de que durante la fase de construcción y asentamiento del campo de golf, el impacto negativo sobre los ecosistemas es muy considerable, pero ni más ni menos que en cualquier otro territorio cultivado o manipulado por el hombre. Los criterios del diseño y construcción de los campos españoles de hace más de 15 años mostraron muy poca sensibilidad con el medio en el que se asentaban, transformando

ecosistemas con la repoblación de especies exóticas de árboles y vegetación diversa. Afortunadamente, estos criterios han cambiado mucho. Hoy en día, los diseñadores y constructores son mucho más conservacionistas.

El césped además de la destacada función antierosiva, debido a que provoca la disminución de la escorrentía, también contribuye a la recarga de los acuíferos. También es reseñable su papel como freno para la contaminación atmosférica. Un km³ de césped absorbe unos 120 Kg. de dióxido de azufre cada día. Una hectárea de césped puede liberar más de 5.000 m³ de oxígeno en un año. El césped suele conformar un gran porcentaje de materia orgánica y de microorganismos, mejorando significativamente el suelo allá donde está establecido.

Un problema ambiental que se plantea en los campos de golf es el de los posibles impactos que estas instalaciones pueden provocar sobre la calidad de las aguas subterráneas por dos motivos. El primero por la pérdida de calidad de las aguas, en los casos de sobreexplotación intensiva de acuíferos costeros (intrusión marina). En segundo lugar aquellos relacionados con la posible contaminación de las aguas subterráneas por la incorporación al flujo subterráneo de compuestos no deseables y cuyo origen puede deberse a prácticas inadecuadas de ciertas actividades como el tratamiento del césped y el suelo con fertilizantes y pesticidas, o el riego con agua residuales depuradas. El conocimiento del contexto geológico e hidrogeológico donde se proyecta la construcción de un campo de golf es fundamental, con el fin de establecer con rigor las medidas de protección de las aguas subterráneas. Por tanto se deben asegurar la preservación de la calidad y el uso sostenible en cantidad de los recursos hídricos subterráneos, con una planificación integral en cada campo de golf.

La construcción de un campo de golf puede (y debe) mejorar el valor medioambiental de los terrenos ocupados, que pierden o modifican su función

anterior y se convierten en nuevos microsistemas que deben conservar sus bondades previas y añadir algunas más, como la preservación del suelo o de la vegetación autóctona. El balance de impactos debe ser positivo, para lo que es preciso que la concepción, construcción y mantenimiento de un campo de golf se ajuste a premisas y prácticas que deben estar claramente reflejadas en un riguroso estudio de impacto ambiental, se adopten las medidas correctoras oportunas y, sobre todo, se instale un sistema de gestión ambiental coherente y transparente.

Los destinos turísticos tradicionales de reducidas dimensiones y muy sensibles medioambientalmente, como es el caso de las islas, deberían adoptar estrategias coordinadas y, en cierto sentido, sinergias para mantener un sector que sigue adoptando un modelo de turismo de masas transformado y unos segmentos de desarrollo de nuevas formas de turismo. Muchos pueden ser los espacios de coincidencia en los ámbitos de la ordenación del territorio, la oferta complementaria, la mejora en a calidad, etc. Un ejemplo sería el riego de campos de golf con aguas depuradas de las zonas turísticas más masificadas, utilizados por golfistas que se alojan en hoteles vacacionales de sol y playa en temporada baja.

Se considera que para que la industria del golf sea sostenible tiene que ser simultáneamente:

- Competitiva, por su capacidad de mantenerse en el mercado, generando beneficios a medio u largo plazo, ofreciendo servicios y productos de elevada calidad.
- Ambientalmente responsable, ya que es consumidora de recursos naturales, fundamentalmente suelo y agua, además de servicios intangibles como paisaje, biodiversidad o clima. Una protección de estos recursos es

vital para que el golf presente ventajas competitivas insustituibles.

- Generadora de impactos sociales y económicos positivos, debido a que el desarrollo equilibrado del golf junto con los sectores turísticos y de la construcción puede contribuir a generar impactos significativos a la economía.
- Integrada en el desarrollo regional, el golf es una actividad consumidora extensiva de suelo, por consiguiente la localización de los campos de golf condiciona y está condicionada por la ordenación del territorio, por sus usos y aptitudes.

2.4.2. POSICIONAMIENTOS EN TORNO AL AGUA

2.4.2.1. Agua y turismo

El equilibrio entre los recursos y las demandas dentro de unos niveles de protección ambiental exige una eficaz política hidráulica que contemple una planificación del agua, encaminada hacia una auténtica ordenación del espacio. Esa planificación debe tener en cuenta los recursos susceptibles de utilización, las demandas actuales y futuras, aspecto que exige un estudio complejo, y la conservación de la agua en consonancia con el equilibrio ecológico. Así los elementos clave serían: evaluar, planificar razonablemente, obtener el mayor rendimiento del recurso y conservar, no en vano el agua forma parte del patrimonio de los pueblos.

El consumo de agua relacionado con el desarrollo turístico y las actividades de ocio (campos de golf, piscinas, fuentes, parques...), si bien en la mayoría de los municipios están integrados en las demandas urbanas, existen algunos, que son suministrados recurriendo a aguas subterráneas, depuradas o desaladas.

Uno de los nuevos usos del agua depurada es el abastecimiento de campos de golf. Muchos de estos campos de golf están en zonas con escasos recursos superficiales donde las aguas subterráneas poseen un carácter estratégico.

Los consumos de agua en los campos de golf españoles no se conocen con precisión, aunque pueden hacerse unas estimaciones aceptables. La media de consumo de un campo de golf estándar de 18 hoyos puede situarse entre 1.500 y 2.000 m³/día en los meses de máxima irrigación, lo que totaliza entre 150.000 y 300.000 m³/año.

El título III del Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas, fija como objeto general la planificación hidrológica para obtener un incremento de las disponibilidades del recurso, proteger su calidad y racionalizar sus usos en armonía con el medio ambiente. Este principio ha llevado al desarrollo de legislación autonómica con la finalidad de regular la posible incidencia sobre los recursos hídricos subterráneos de los campos de golf.

2.4.2.2. Consumo de agua en los campos de golf

El consumo de agua en cada campo de golf depende del grado de eficiencia de los sistemas de riego empleados. En la actualidad son fundamentalmente dos los mecanismos utilizados para conseguir una máxima eficiencia: el diseño de la red de riego y la incorporación de sistemas de monitorización de las necesidades de los cultivos.

El otro conjunto de instrumentos que permiten la optimización del recurso hídrico son los ordenadores de riego, las estaciones meteorológicas y las sondas de humedad, que en conjunto adaptan la dosis de riego a las necesidades diarias de agua de los cultivos. La función de la estación meteorológica es determinar, a

partir de la temperatura, la insolación diaria y el viento, la evapotranspiración diaria potencial, de forma que la dosis de riego se adapte a ella. Las sondas de humedad son soluciones menos utilizadas, debido a que las condiciones del suelo de un campo de golf pueden variar mucho de unas zonas a otras. El ordenador de riego recibe e interpreta los datos suministrados por la estación meteorológica y las sondas de humedad, y calcula la dosis de agua que es preciso aplicar.

Además los actuales sistemas de riego integran satélites de mando situados en lugares estratégicos del campo, de tal forma que la dosis de agua es modificable por el operario, ante averías y roturas del sistema. Todos estos sistemas de control permiten la aproximación a los consumos teóricos de agua de un campo de golf, de forma que se puede llegar a eficiencias en todo el sistema de hasta un 90 %.

Al margen de la procedencia del agua, los gestores de los campos de golf deben procurar reducir al máximo este consumo utilizando todos los medios técnicos a su alcance.

La mejor forma de fijar las necesidades mínimas de agua en el suelo, manteniendo una cubierta vegetal adecuada, es mediante el control sistemático de las variaciones de humedad en las distintas zonas del campo.

El consumo del campo de golf depende de su emplazamiento geográfico, del tipo de césped utilizado o del empleo de gestión del césped.

Se señala como dato básico de partida que el consumo de una instalación de 18 hoyos, se cifra entre 300.000 m³/año hasta 500.000 m³/año. Con estos datos estiman que los m³ por ha y año se sitúan entre los 9.000 y 12.000 aproximadamente, es decir el consumo de una extensión similar de regadío (alfalfa o algodón), pero con unas enormes diferencias en generación de empleo y

renta.

Se considera que la única cifra de interés es la de consumo de un campo de golf, que viene a ser del orden de 7.500 a 8.000 m³/ha/año, es decir, alrededor de 0,4 hm³/año. Y esta cifra es la que se debe barajar en el contexto de la gestión de los recursos hídricos.

2.4.2.3. La reutilización de aguas residuales urbanas depuradas

Junto a medidas de ahorro, educación e información a los consumidores, o tarifas progresivas en razón de los índices de consumo, la reutilización de aguas residuales se presenta como posibilidad de rentabilizar la complementariedad, al combinar dos objetivos.

El primero es de tipo ambiental, debido a que las aguas depuradas no reutilizadas se vierten al mar (teniendo en cuenta que la reutilización es posible tras la depuración). El segundo objetivo es de tipo económico y social, debido a que la reutilización de aguas permite disponer de caudales para la agricultura, jardinería, riego de campos de golf, por lo que tiene un enorme interés en áreas donde los conflictos entre agricultura y turismo se centran en torno al agua. Hay que considerar que la depuración de aguas residuales es norma de obligado cumplimiento en el ámbito de la Unión Europea, donde abundan las disposiciones y adaptaciones en materia de contaminación y vertidos.

El agua regenerada es el nombre que recibe aquella agua residual que ha pasado por alguna manera de tratamiento adicional más allá del tratamiento secundario convencional que la ha convertido en apta para algunos usos. Este tratamiento adicional que recibe un agua ya depurada recibe el nombre de tratamiento terciario o de regeneración. Entre los usos principales del agua regenerada cabe destacar: riego agrícola, jardinería, campos de golf; usos urbanos

no potables (limpieza urbana, construcción, etc.); usos industriales (refrigeración, agua de procesos); usos ambientales (creación y/o restauración de ecosistemas acuáticos); recarga de acuíferos; para el control de la intrusión marina.

2.4.2.3.1. Riego de campos de golf con aguas depuradas en España

Desde el punto de vista hidrológico, el golf es tanto amenaza, por la sobreexplotación de acuíferos, como una oportunidad, debido a la utilización de aguas residuales. El agua es un bien escaso susceptible de uso alternativo, alternativas que se reducen cuando se trata de aguas residuales. En el caso concreto del golf pueden implicar un considerable ahorro de este recurso tanpreciado. A ello hay que añadir que hay aguas residuales que no son idóneas para su uso agrícola, por la contaminación para los alimentos, y en cambio son aptas para el riego de un campo de golf.

En nuestro país existen muchos ejemplos de este tipo de aplicación, encontrándonos un buen número de campos de golf que son regados con aguas procedentes de estaciones depuradoras de aguas residuales, y complejos urbanísticos que tienen una red independiente para el suministro de agua residual para zona verde.

2.4.3. CONCLUSIONES

Un campo de golf debe estar completamente integrado en el ciclo del agua ya que es este elemento el que determina su existencia y actividad. Su diseño debe hacerse bajo una perspectiva racionalmente ecológica donde el marco hidrogeológico esté perfectamente definido. Un recinto de estas características, así como su actividad, debe adaptarse a las características del entorno y de la dinámica hidrogeológica. De esa forma, es posible evitar la aparición de nuevos problemas ligados a actuaciones correctivas puntuales. Si estos aparecen,

probablemente estarán enmarcados en un equilibrio natural donde el riesgo, de explotación o contaminación será mínimo y su resolución será de fácil ejecución.

La gestión del agua en un campo de golf pasa por un conocimiento amplio de su comportamiento y del entorno. Disponer de información climática, hidrogeológica, edafológica y biológica es esencial para la gestión de un campo de golf. Además ésta ha de ser integral y específica en cada caso, ya que las diferencias climáticas e hidrogeológicas, regionales y locales, son determinantes.

Se plantean las siguientes recomendaciones:

- Dado el alto consumo de agua para el mantenimiento de un campo de golf es necesario potenciar el uso de aguas residuales. Se podría contemplar incluso una contribución de los clubes de golf a la financiación de las plantas de depuración, dado que, en términos sociales, es un uso en cierto modo suntuario.
- Sería conveniente la ubicación de los futuros campos de golf en sectores de suelos pobres, eriales, pedregales, etc., y planificar un stock de suelo agrario, especialmente de suelos potentes y en sectores sedimentarios.
- Se debe procurar sustituir en lo posible el «modelo americano», de diseño basado en las grandes superficies de agua (lagos artificiales), tanto para obstáculos como para almacenamiento, ya que inducen a una fuerte pérdida por evaporación, por un «modelo mediterráneo», con personalidad propia y con un césped menos exigente en agua. Este modelo debería prestar más atención a las características del paisaje mediterráneo y preservar en todo momento las especies arbóreas típicas mediterráneas según cada área (olivos, algarrobos, encinas, pinos, etc) y no introducir especies exóticas, muchas veces de difícil aclimatación. Los campos de golf deberían potenciar y no destruir las características medioambientales y paisajísticas de las áreas donde se instalan.

3. OBJETIVOS Y VIABILIDAD

3.1. OBJETIVOS

El objetivo principal de este proyecto es el diseño de una estación depuradora de aguas residuales urbanas mediante reactor anaerobio de membrana.

La depuradora objeto de nuestro diseño se ubicará en el campo de golf de Meloneras, término municipal de San Bartolomé de Tirajana, al sur de Gran Canaria.

Con la construcción de esta nueva estación depuradora se pretende hacer frente al aumento de caudal de aguas residuales a depurar que supondría la construcción de nuevos hoteles en el Campo de Golf de Meloneras, se estima que serán unas 10.000 nuevas plazas hoteleras. También se pretende reutilizar dichas aguas residuales para el regadío del campo de golf existente y las zonas verdes colindantes.

Con la construcción de esta nueva estación depuradora quedaría garantizada la recogida y el tratamiento adecuado de las aguas negras de la zona para su posterior reutilización.

3.2. VIABILIDAD

Una vez definidos los objetivos del proyecto y antes de desarrollar las etapas de ingeniería básica, es importante realizar un estudio de viabilidad en varios campos.

3.2.1. VIABILIDAD TÉCNICA

Es posible llevar a cabo la implantación de un proceso de tratamiento de aguas residuales de este tipo con la tecnología disponible, dado que existen multitud de ejemplos en los que ya se han utilizado satisfactoriamente estos sistemas.

3.2.2. VIABILIDAD LEGAL Y MEDIOAMBIENTAL

Se cumplirán con los valores límite asignados para el riego de campos de golf con aguas residuales urbanas depuradas.

Se obtienen corrientes residuales que no dañan al medio ambiente: gases que se emiten a la atmósfera, lodos que se emplean en agricultura y biogás utilizado para producir energía.

Por otro lado, la reutilización del agua regenerada también supone importantes beneficios ambientales ya que permite reducir la presión sobre los recursos hídricos convencionales y a la vez evita el vertido de sustancias contaminantes en el mar

3.2.3. VIABILIDAD ECONÓMICA

En el estudio de viabilidad económica se tiene que tener en cuenta muchos aspectos desde el coste de las membranas al coste de operación. La productividad de una planta con tratamiento por membranas está directamente relacionada con la superficie de filtración y las membranas son el componente más costoso del proyecto. Sin embargo, el aprovechamiento energético del biogás, y la posible venta de los lodos producidos y del agua para riego amortiguan los costes de la planta haciendo el proyecto viable económicamente hablando.

4. BASE DE PARTIDA

Este apartado es fundamental y muy importante para llevar a cabo un dimensionamiento que garantice un funcionamiento correcto cumpliendo con los objetivos de depuración propuestos, acordes con lo establecido por la legislación vigente y condiciones de la zona.

Para la definición de la base de partida se analizan los siguientes parámetros:

- Población
- Dotación de caudal
- Caudales de diseño
- Datos de contaminación del agua residual bruta
- Resultados a obtener

4.1. POBLACIÓN Y DOTACIÓN DE CAUDAL

La construcción del campo de golf de Meloneras, de 18 hoyos, que se extiende sobre casi 450.000 m² de superficie, lleva consigo la próxima construcción en la zona de hoteles de lujo, y villas de alta calidad. Las instalaciones deportivas se plantarán con una variedad de hierba altamente tolerante a la salinidad de las aguas depuradas, con las que se regará. Por esta razón se ha proyectado la instalación de la estación depuradora de aguas residuales, para tratar el agua procedente de todas las instalaciones de los hoteles de la zona y posteriormente aprovecharla para el regadío del campo de golf y de las zonas verdes del complejo turístico.

Una vez finalizadas las obras de todos los hoteles proyectados, la población

estimada será de 15.000 habitantes, y considerando un gasto de 200 litros por habitante y día:

$$15.000 \text{ hab. } 200 \text{ l/hab.día} = 3.000.000 \text{ l/día} \rightarrow 3.000 \text{ m}^3/\text{día.}$$

4.2. CAUDALES DE DISEÑO

Observando lo expuesto en el apartado precedente, asumiremos un caudal medio de 3000 m³/día. De esta manera, los caudales de diseño quedan como sigue:

- Caudal medio = 3000 m³/día

Es el caudal diario total, calculado como resultado de aplicar a la población de diseño la dotación prevista, repartido uniformemente en las 24 horas del día.

- Caudal punta $\rightarrow Q_m \times 3 \rightarrow = 9000 \text{ m}^3/\text{día}$

$$Q_p = 375 \text{ m}^3/\text{h}$$

Contempla el incremento de caudal sobre el caudal medio, que se recibe de manera puntual en la planta a determinadas horas del día.

- Caudal mínimo $\rightarrow Q_m \times 0,3 \rightarrow = 900 \text{ m}^3/\text{día.}$

$$Q_{\min} = 37,5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Para proyectar la E.D.A.R. tomaremos como base de diseño el caudal máximo ya que éste representa las condiciones más desfavorables.

4.3. DATOS DE CONTAMINACIÓN DEL AGUA RESIDUAL BRUTA

Para realizar un cálculo lo más correcto e idóneo posible se han de tener en cuenta las características químicas de las aguas a tratar. Estos factores son, por desgracia, variables ya que en cualquier momento se puede producir la entrada de un vertido no esperado que puede modificarlos. En este punto radica parte de la problemática diaria de una estación depuradora. No obstante, hay que considerar para el diseño unos valores medios. Para subsanar los posibles problemas que pueden generarse por las fluctuaciones de los valores seleccionados, se deja un margen de seguridad en los elementos proyectados.

Seguidamente, en la tabla 8, se muestra un análisis del agua de entrada a una E.D.A.R. de la zona sur de Gran Canaria.

Tabla 8. Análisis químico del agua en EDAR zona sur Gran Canaria

ANALISIS QUIMICO DEL AGUA DE ENTRADA	
Sólidos en suspensión (S.S.)	408 mg/l
DBO	435 ppm O ₂
DQO	700 ppm O ₂
pH	7,5
Temperatura :	± 20°C
NTK (Nitrógeno total Kjeldhal)	70 mg/l
Fósforo	8,2 mg/l
Alcalinidad como CaCO ₃	50 mg/l
Coliformes totales	10 ⁷ UFC/100 ml
Tóxicos (Pb, Cu, Hg, Cr, As, cianuros,...)	Despreciable

Cabe mencionar que al analizar los fangos se encuentra que la cantidad presente de sustancias tóxicas (plomo, cobre, mercurio, cromo, arsénico, cianuros, cromatos, fluoruros, sulfuros, pesticidas, etc.) es despreciable. Por tanto, puede afirmarse que las sustancias tóxicas en el efluente carecen de importancia por su casi nula concentración.

Por último, comentar que un agua se considera poco biodegradable cuando la relación DQO/DBO es elevada. En nuestro caso concreto, la DQO asciende a 900 ppm y la DBO se cifra en 580 ppm, por lo que la relación es de 1,55, por lo tanto, el agua de entrada a la E.D.A.R. se considera apta para el tratamiento y posterior depuración.

4.4. RESULTADOS A OBTENER

- *Características del agua residual.*

El principal objetivo de la depuración del agua residual y el que en este proyecto nos marcamos es la reutilización de la misma para el riego del campo de golf y de zonas verdes. No obstante, vamos a comentar las características de calidad del vertido porque éstas son de obligatorio cumplimiento.

Las características de calidad del vertido vienen reguladas en todo momento en la legislación vigente Directiva del Consejo de las Comunidades Europeas sobre el tratamiento de aguas residuales urbanas (91/271/CEE) y su trasposición a la normativa española en RD 11/1995 de 28 de Diciembre, RD 509/1996 de 15 de Marzo, RD 2116/1998 de 2 de Octubre, RD 1290/2012, de 7 de septiembre, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, y el Real Decreto 509/1996, de 15 de

marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.

De manera ilustrativa, se presentan los valores requeridos en la citada legislación (en caso de no tener tratamiento terciario avanzado) y con los que cumpliremos en este proyecto:

Tabla 9. Valores requeridos en la legislación vigente, plantas sin tratamiento terciario avanzado

PARAMETRO	VALOR
pH	6-8
S.S.	<35 mg/l
DBOs	<25 mg/l
DQO	<125 mg/l
Escherichia coli	<1.000 UFC/100 ml
Fósforo	<2 mg/l

- *Características del fango.*

La disposición final del fango debe ser también objetivo principal del diseño.

Los principales parámetros que se tienen en cuenta son sequedad y estabilidad.

La sequedad, expresada en % de sólidos secos, es función del tipo de fango y de su disposición final y viene impuesta por la facilidad de su manejo. A título orientativo vamos a utilizar los valores aconsejados en la tabla 10.

Tabla 10. Características del fango. Valores aconsejados.

TIPO DE SECADO	SEQUEDAD %
En era	>30%
Por centrifugas	20 -28%
Por filtros banda	20 -30%
Por filtros prensa	38 -50%

En cuanto a la estabilidad, ésta viene expresada en peso de reducción de sólidos volátiles, y se exige un valor mínimo del 40%.

5. ALTERNATIVAS Y SELECCIÓN

5.1 PRETRATAMIENTO

Se considera pretratamiento aquellos procesos que se sitúan a la cabecera de la estación depuradora a fin de eliminar residuos sólidos, materias flotantes, arenas y grasas que podrían crear problemas de funcionamiento o causar desperfectos en la planta.

Las principales operaciones del pretratamiento son desbaste, desarenado y desengrasado, pero conviene colocar otros elementos tales como un medidor de caudal y en caso de redes de evacuación unitaria, un aliviadero de crecidas.

5.1.1. MEDIDORES DE CAUDAL

Un aspecto crítico en la eficacia de explotación de una planta, moderna de tratamiento de aguas residuales es la correcta selección, uso y mantenimiento de los medidores de caudal.

Un sistema completo de medición de caudal consta de dos elementos: un sensor o detector, y un dispositivo convertidor. El primero se ve afectado por el flujo, mientras que el convertidor es el dispositivo que traduce la señal desde el sensor hasta el elemento en el que se registra o lee las mediciones.

5.1.2. ALIVIADERO

En el caso de que la red de desagüe sea unitaria, es decir, que utiliza las mismas conducciones para evacuar las aguas pluviales y las residuales, es necesario la instalación de aliviaderos para evitar la llegada en grandes cantidades a la depuradora de aguas pluviales que deteriorarían el proceso de depuración.

5.1.3. TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN

La homogenización del caudal consiste en la laminación de las variaciones de caudal para lograr un caudal constante o casi constante. Se superan así los problemas operacionales causados por las variaciones del caudal mejorando la eficiencia de los procesos posteriores.

Las principales ventajas que se obtienen de la aplicación de la homogenización de caudales son las siguientes:

- Mejora del tratamiento biológico debido a la eliminación o disminución de los efectos causados por cargas bruscas a causa de la dilución de sustancias inhibidoras y estabilización del pH.
- Mejora de la calidad del efluente y del rendimiento de los tanques de sedimentación secundaria al trabajar a cargas de sólidos constantes.
- Disminución de las superficies necesarias en la filtración del efluente, mejora del rendimiento de los filtros y posibilidad de obtención de ciclos de lavado más uniformes.
- En el tratamiento químico, el amortiguamiento de las cargas aplicadas, mejora el control de la dosificación de reactivos y la fiabilidad del proceso.

A parte de la mejora del rendimiento de la mayoría de operaciones y procesos de tratamiento, la homogenización del caudal, es una opción atractiva para incrementar el rendimiento de las plantas de tratamiento que se encuentran sobrecargadas dado el coste relativamente bajo que supone.

5.1.3.1. Geometría del tanque

La importancia de la geometría del tanque varía dependiendo del tipo de

sistema de homogenización utilizado. Si se trata de homogenización en línea para regular tanto el caudal como las cargas contaminantes, es importante utilizar una geometría que permita el conocimiento del tanque como un reactor de mezcla completa en la medida de lo posible. Por consiguiente, no deben ser diseños alargados, y se deben adoptar dispositivos adecuados de entrada y salida para minimizar los cortocircuitos. Si la geometría del tanque viene condicionada por la superficie del terreno disponible y se tiene que adoptar una geometría alargada, puede ser necesario usar entradas y salidas múltiples.

5.1.3.2. Necesidades de mezclado y aireación

A fin de que el funcionamiento, tanto de los tanques de homogenización, en línea como en derivación, sea satisfactorio es necesario disponer de sistemas de mezclado y aireación precisos. El equipo de mezclado debe dimensionarse para mantener homogéneo el contenido del tanque y prevenir la deposición de sólidos en el mismo. Para minimizar las exigencias del mezclado, las instalaciones de desarenado deben situarse antes de los tanques de homogenización siempre que sea posible. La aireación se requiere para evitar el desarrollo de condiciones sépticas en el agua residual. Para mantener las condiciones aerobias la cantidad de aire a suministrar varía entre 0,01 y 0,015 m³/m³·min.

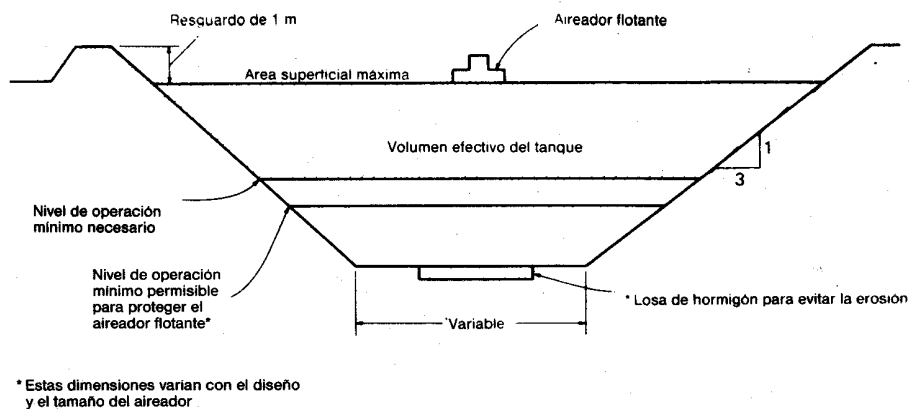


Figura 6. Tanque de homogenización.

5.1.4. DESBASTE

El desbaste consiste en eliminar los componentes sólidos del agua residual para proteger a la depuradora de la llegada de residuos voluminosos que podrían provocar obturaciones y atascamientos en las distintas fases de tratamiento disminuyendo así su eficacia. Los procesos empleados para el desbaste son el paso por rejillas y tamices.

5.1.4.1. Rejas

En los procesos de tratamiento del agua residual, las rejas se utilizan para proteger bombas, válvulas, conducciones y otros elementos contra los posibles daños y obturaciones provocados por la presencia de trapos y objetos de gran tamaño.

Las pérdidas de carga que se producen al circular el agua a través de las rejas dependen de la velocidad de circulación a través de las rejas. Se puede calcular utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta h = f \times \left(\frac{a}{b}\right)^{4/3} \times \frac{v^2}{2g} \times \text{sen } \alpha$$

Δh = pérdida de carga (m)

f = coeficiente de pendiente de la forma de los barrotes
(1,79 para barrotes redondos)

a = anchura barrotes (m)

b = separación entre barrotes (m)

α = ángulo de la rejilla con la horizontal (90°)

v = velocidad (1,0 m/s)

Tipos de rejillas.

En función de la disposición del plano de las barras, las rejillas se clasifican en:

- Verticales.
- Inclinas
- Circulares

El sistema de limpieza de las rejillas puede ser manual o automático.

Para la limpieza manual se utiliza un rastrillo y la rejilla más adecuada es la inclinada (60°-80° con respecto a la vertical). No deben ser de gran longitud y se emplean en pequeñas instalaciones.

Las rejillas de limpieza mecánica eliminan los posibles problemas de atasco y reducen el tiempo para su mantenimiento. El mecanismo de limpieza suele ser un peine móvil que periódicamente barre la rejilla, extrayendo los sólidos retenidos.

Disponen de un temporizador y detecta la pérdida de carga que se produce al ensuciarse.

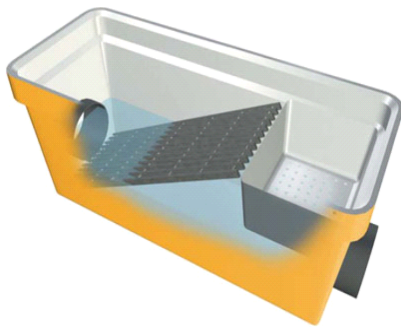


Figura 7. Reja de limpieza manual



Figura 8. Rejas limpieza continua y automática

Residuos retenidos en rejas.

Los residuos de tamaño grande (separados en rejas con separaciones de 15 mm o superiores) consisten en desechos tales como piedras, ramas, trozos de chatarra, papel, raíces de árboles, plásticos y trapos. También se puede separar materia orgánica. El contenido en trapos puede ser importante, y se ha estimado visualmente que representa entre el 60 y el 70 % del volumen total de residuos en rejas de 25 a 100 mm de separación entre barras respectivamente. Los residuos de tamaño grueso tienen un contenido en materia volátil muy alto (del 80 al 90 %), con un contenido de materia seca del 15 al 25 % y una densidad de entre 640 y 960 kg/m³.

5.1.4.2. Tamices

El tamizado consiste en la filtración sobre soporte delgado perforado, que se

utiliza en numerosos campos en el tratamiento del agua residual.

Los tamices son aconsejados cuando las aguas brutas transportan cantidades excepcionales de SS, flotantes o residuos, o cuando existen vertidos industriales importantes, fundamentalmente del sector alimentario. No son aconsejables cuando la concentración de aceites y grasas en el agua bruta es elevada.

La pérdida de carga en los tamices de malla fina suele venir especificada en tablas de los propios fabricantes. También se puede aplicar la fórmula del orificio:

$$h_L = \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{CA} \right)^2$$

C : coeficiente de descarga.

Q : caudal a través del tamiz (m^3/s).

A : Superficie libre sumergida efectiva (m^2).

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

h_L : pérdida de carga (m).

Tipos de tamices.

En función de las dimensiones de los orificios:

- **Macrotamizado:** Sobre chapa perforada o enrejado metálico con paso superior a 0,3 mm. Se utiliza para retener materias en suspensión, flotantes o semiflotantes, residuos vegetales o animales, ramas, etc.
- **Microtamizado:** Sobre tela metálica o plástica de malla inferior a 100 micras. Se utiliza para eliminar materia en suspensión de aguas naturales o aguas residuales pretratadas.

Residuos retenidos en tamices.

Los residuos finos consisten en materiales retenidos en tamices con aberturas libres inferiores a 15 mm. Los tamices con aberturas entre 2 y 6 mm retienen del 5 al 10 % de los sólidos suspendidos afluentes, mientras que los tamices con aberturas entre 0,75 y 1,5 mm retienen entre el 10 y el 15 %, aunque se han obtenido porcentajes de retención mayores. Los residuos finos tienen contenidos de sólidos volátiles que varían entre el 65 y el 95 %. En comparación con los residuos gruesos, su densidad es ligeramente inferior, mientras que la humedad es algo mayor. Debido a la presencia de materia putrescible, incluida la materia fecal patógena, es necesario manejar y eliminar los residuos adecuadamente. Los residuos finos contienen cantidades substanciales de grasas y espumas, razón por la que requieren similar atención.

5.1.5. DESARENADORES

La misión de los desarenadores es separar arenas, término que engloba no solamente a las arenas propiamente dichas, sino también a las gravas, cenizas y cualquier otra materia pesada que tenga velocidad de sedimentación o peso específico superiores a los de los sólidos orgánicos, putrescibles del agua residual. La arena incluye también cáscaras de huevo, pedazos de hueso, granos de café y grandes partículas orgánicas tales como residuos de comidas. Los desarenadores deberán proteger los equipos mecánicos móviles de la abrasión y desgaste anormales, reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales y conductos, y la frecuencia de limpieza de los digestores que hay que realizar como resultado de excesivas acumulaciones de arena en dichas unidades. La eliminación de la arena es vital antes de la centrífugas, intercambiadores de calor y de las bombas.

Se estima más económico bombear el agua residual, con la arena incluida, hasta los desarenadores situados en un punto adecuado antes de las instalaciones

de la planta de tratamiento, admitiendo que las bombas pueden necesitar mayor mantenimiento que si estuvieran ubicadas a continuación de los desarenadores.

Tipos de desarenadores.

Existen dos tipos generales de desarenadores, de flujo horizontal y aireado. En el primero de ellos, el flujo atraviesa el desarenador en dirección horizontal, controlándose la velocidad rectilínea del flujo mediante la propia geometría de la instalación u uso de secciones de control provistas de vertederos especiales situados en el extremo de aguas en la parte de abajo del tanque. El aireado consiste en un tanque de aireación con flujo en espiral, en el que la velocidad es controlada por la geometría del tanque y la cantidad de aire suministrada al mismo.

Desarenadores de flujo horizontal:

El diseño de los desarenadores de flujo horizontal deberá ser tal que, bajo las condiciones más adversas, la partícula más ligera de arena alcance el fondo del canal antes de su extremo de salida. La longitud del canal estará regida por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación, y la sección de control, y el área de la sección transversal. Deberá preverse cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida.

Desarenadores aireados:

El descubrimiento de acumulaciones de arena en los tanques de aireación de flujo en espiral, precedidos por desarenadores, condujo al desarrollo del desarenador aireado. Por lo general, estos tanques se

proyectan para proporcionar unos tiempos de detención de unos 3 minutos a caudal máximo.

La velocidad de rotación transversal o la agitación determina el tamaño de las partículas de peso específico dado que serán eliminadas. Si la velocidad es demasiado grande, la arena será arrastrada fuera del tanque y, si fuese demasiado pequeña, habrá materia orgánica que se depositará junto a la arena. Por suerte, la cantidad de aire es muy fácil de ajustar. Con el debido ajuste se obtendrá una eliminación de casi el 100% y la arena quedará bien lavada. El agua pasa a través del tanque siguiendo una trayectoria helicoidal y pasa de 2 a 3 veces por el fondo del tanque a caudal máximo, incluso más veces con caudales menores. El agua residual deberá introducirse en la dirección de del movimiento helicoidal. Para determinar la pérdida de carga en un desarenador, debe considerarse la expansión del volumen causada por el aire introducido.

Eliminación de la arena.

Por lo general, la arena deberá lavarse antes de su eliminación.

LAVADO: La arena sin lavar puede contener un 50%, o más, de materia orgánica. Esto puede atraer insectos y roedores, además de tener un olor desagradable.

Existen varios tipos de lavadores de arena. Uno de ellos se basa en un rastrillo o tornillo inclinado sumergido que proporciona la agitación para la separación de la arena de las materias orgánicas y, al mismo tiempo, eleva la arena lavada hasta un punto de descarga situado por encima del nivel del agua. Otro tipo consiste en una criba en la que mediante un flujo de líquido que circula alternativamente hacia arriba y hacia abajo del lecho de arena, se

produce la eliminación de la materia orgánica. Su rendimiento es excelente, pero su uso supone una operación adicional de planta que ha de ser supervisada.

TRANSPORTE: La arena suele transportarse a las zonas de vertido en camiones, por lo que es necesario disponer de medios para cargarlos. En las plantas grandes se dispone de tolvas elevadas con compuertas de fondo a través de las que se cargan los camiones.

En algunas plantas, la arena se conduce con buenos resultados, a la zona de eliminación con transportadores neumáticos. Este sistema no requiere tolvas elevadas, ni depósitos, ni camiones. Sin embargo, el desgaste, especialmente en los codos, es considerable.

5.1.6. DESENGRASADOR

Es un tanque separador de grasas que consiste en un depósito compuesto de tal manera que la materia flotante ascienda y permanezca en la superficie del agua residual hasta que se recoja y elimine, mientras que el líquido salga del tanque de forma continua, a través de una abertura situada en el fondo, o por debajo de unos muros o deflectores de espuma bastante profundos. Esta operación puede conseguirse en un tanque especial o combinarse con la decantación primaria, lo que dependerá del proceso y naturaleza del agua residual.

La mayoría de los separadores de grasas son rectangulares o circulares y están provistos para tiempos de retención de 1 a 15 minutos. La salida, que está sumergida, se halla situada en el lado opuesto a la entrada y a una cota inferior a ésta para facilitar la flotación y eliminar cualquier sólido que pueda sedimentarse.

La finalidad de los separadores de grasas es la separación del agua residual de las sustancias más ligeras que tienen a flotar. El material recogido en la superficie de los tanques separadores de grasas incluye aceite, jabón, grasa, pedazos de madera y corcho, residuos vegetales y pieles de fruta.

Las grasas han creado muchos problemas en la técnica de depuración de aguas residuales, especialmente en los elementos y procesos siguientes:

- En rejillas finas causan obstrucciones que aumentan de manera considerable los gastos de conservación.
- En decantadores forman una capa superficial que dificulta la sedimentación al atraer hacia la superficie pequeñas partículas de materia orgánica.
- Perturban el proceso de digestión de lodos.
- En la depuración por el sistema de fangos activos, dificultan la correcta aireación, disminuyendo el coeficiente de transferencia al 55-70 % al subir las grasas de diámetro a 70 mg/l.
- La DQO se incrementa en un 20-30 % por las grasas contenidas en los vertidos. Las cantidades de grasas incorporadas en las aguas residuales son muy variables, pero para aguas urbanas, pueden considerarse unas cifras de 24 gramos por habitante y día, o bien el 28 % de los sólidos en suspensión.

5.2. TRATAMIENTO PRIMARIO

De acuerdo con la definición clásica de los tratamientos de aguas residuales, se entiende por tratamiento primario el proceso de separar por medios físicos las partículas en suspensión no retenidas en el pretratamiento. Se incluyen igualmente tratamientos que requieran la utilización de productos químicos o coagulantes para formar flóculos de gran tamaño que decanten rápidamente.

Los sistemas de eliminación de los sólidos en suspensión que más se emplean suelen diferir según el tamaño de la población. En núcleos de población de hasta 500 habitantes es frecuente el empleo de las fosas sépticas o de los tanques tipo Imhoff, como tratamiento primario. En poblaciones mayores se emplea generalmente la decantación primaria u otros sistemas.

Dentro de este tipo de tratamientos encontramos la decantación o sedimentación primaria, la floculación con aire y la coagulación-floculación.

5.2.1. SEDIMENTACIÓN

Es la separación de partículas suspendidas más pesadas que el agua, mediante la acción de la gravedad. Es una de las operaciones unitarias más utilizadas. Esta operación se utiliza para la eliminación de arena, de la materia particulada en el tanque de decantación primaria, de los flóculos químicos cuando se utiliza la coagulación química y para la concentración de sólidos en los espesadores de fangos. El propósito fundamental es obtener un efluente clarificado, pero también es necesario producir un fango con una concentración de sólidos que pueda ser manejado y tratado con facilidad.

5.2.1.1. Teoría de sedimentación aplicable

Según la clasificación de Fitch, existen cuatro tipos de sedimentación claramente diferenciados:

- Sedimentación de clase 1 o de partículas discretas (Ej. Desarenado).
- Sedimentación de clase 2 o de partículas flotantes (Ej. Decantación primaria).
- Sedimentación de clase 3 o zonal (Ej. Decantación secundaria del proceso de fangos activos).

- Sedimentación de clase 4 o por compresión (Ej. Espesamiento de fangos por gravedad).

5.2.2. FLOTACIÓN

La flotación es una operación unitaria utilizada para separar partículas líquidas o sólidas de una fase líquida. La separación se consigue introduciendo burbujas finas de gas (generalmente aire) en la fase líquida. Las burbujas se adhieren a las partículas y la fuerza ascendente del conjunto partícula-burbuja es tal, que hace que la partícula suba a la superficie. De esta manera se puede hacer ascender partículas de densidad mayor que la del líquido. La elevación de las partículas con densidad menor que la del líquido puede verse facilitada igualmente.

En el tratamiento de aguas residuales se utiliza la flotación para eliminar la materia biológica y concentrar los fangos biológicos. La principal ventaja de la flotación sobre la sedimentación es que las partículas muy pequeñas o ligeras que se depositan muy lentamente pueden eliminarse mejor y en menor tiempo. Una vez las partículas están flotando en la superficie, pueden recogerse mediante un rascado superficial.

5.2.2.1. Descripción

Las burbujas de aire se añaden, o se induce su formación por alguno de los métodos siguientes:

- Inyección de aire mientras el líquido se haya bajo presión, seguido de liberación de la presión (flotación por aire disuelto).
- Aireación a presión atmosférica (flotación por aire).

- Saturación con aire a presión atmosférica, seguido de aplicación de vacío al líquido (flotación por vacío).

En todos estos sistemas, el grado de eliminación puede mejorarse mediante el uso de distintos aditivos químicos.

- ***Flotación por aire disuelto:***

En este sistema, el aire se disuelve en el agua residual bajo una presión de varias atmósferas, y a continuación se procede a la liberación de la presión hasta el nivel atmosférico.

- ***Flotación por vacío:***

Este proceso consiste en saturar el agua residual bien directamente en un tanque de aireación o permitiendo que el aire entre en el conducto de aspiración de una bomba de aguas residuales. Al aplicar un vacío parcial, el aire disuelto abandona la solución en forma de burbujas diminutas. Las burbujas y las partículas sólidas adheridas suben a la superficie formando una capa de espuma, que se elimina mediante un rascador superficial. La arena y otros sólidos pesados que se depositan en el fondo se transportan mediante rascadores hacia una poceta central de fangos para su eliminación. Si esta instalación se utiliza para la eliminación de arena y si el fango ha de ser digerido, aquella deberá separarse de éste en un clarificador de arena previamente a su bombeo a los digestores.

La instalación se compone de una cuba cilíndrica recubierta en la que se mantiene un vacío parcial. La cuba está equipada con un mecanismo para eliminar los fangos y espumas. El material flotante es barrido de forma constante hacia la periferia de la cuba, descargando automáticamente en un recogedor de espumas y extraído de la instalación hacia una bomba que se encuentra también bajo vacío parcial.

5.2.2.2. Adición de reactivos

Para facilitar el proceso de flotación normalmente se adicionan algunos reactivos químicos. Estos reactivos, en su mayor parte, funcionan de manera que crean una superficie o una estructura que puede absorber o atrapar fácilmente las burbujas de aire. Los reactivos químicos inorgánicos, tales como las sales de hierro y aluminio y la sílice activada, se utilizan para agregar las sustancias sólidas de manera que se cree una estructura que se pueda atrapar fácilmente las burbujas de aire. Pueden usarse diferentes reactivos químicos orgánicos para cambiar la naturaleza de cualquiera de las interfases aire-líquido o sólido-líquido, o ambas. Por lo general, estos compuestos actúan colocándose en la interfase para producir los cambios deseados.

5.2.3. TANQUES DE DECANTACIÓN PRIMARIA

La finalidad del tratamiento por decantación es eliminar los sólidos fácilmente sedimentables y el material flotante, y por tanto, reducir el contenido de sólidos suspendidos.

Los tanques de decantación primaria pueden constituir el único medio de tratamiento del agua residual, o bien pueden utilizarse como un paso preliminar al tratamiento posterior. Cuando se utilizan como único medio de tratamiento, estos tanques sirven para la eliminación de sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fangos en las aguas receptoras y del aceite libre, grasas y otras materias flotantes. Si se emplea como paso previo a un tratamiento biológico, su función es reducir la carga aplicada en estas unidades. Los fangos de decantación primaria, que estén correctamente proyectados y eficazmente operados, deberán eliminar del 50 al 70 % de los SS, y del 25 al 40 % de la DBO₅.

Cuando los tanques de decantación primaria precedan al tratamiento biológico, podrán ser diseñados de forma que sus tiempos de detención sean menores

y tengan una carga de superficie más alta que los que se utilizan como único método de tratamiento, excepto cuando el fango activado en exceso sea enviado a los tanques de sedimentación primaria para su mezcla con el fango primario.

Los sólidos de la mayoría de las aguas residuales son de naturaleza heterogénea, y las condiciones en las que se hayan presentes van desde la dispersión total a la floculación completa. La mayoría de los sólidos finamente divididos que llegan a los tanques de sedimentación primaria están sólo parcialmente floculados pero son susceptibles de flocular.

La floculación se ve favorecida por el movimiento turbulento del fluido en el interior de los tanques y prosigue a través de la coalescencia de las partículas finas, a una velocidad que en función de su concentración y de la aptitud natural de las partículas para agregarse en colisión. Por tanto, como regla general, la coalescencia de una suspensión de sólidos se torna más completa a medida que el tiempo transcurre. Por esta razón, el tiempo de detención debe tenerse en cuenta en el diseño de los decantadores primarios.

5.2.3.1. Parámetros a tener en cuenta

Tiempo de detención. Normalmente los tanques de decantación se proyectan para un tiempo de detención de 90 a 150 minutos, para caudal medio de agua residual. Los tanques con menor tiempo de detención (30 a 60 min), con menor eliminación de sólidos suspendidos, son utilizados en el tratamiento preliminar al tratamiento biológico.

Cargas de superficie. Los tanques de sedimentación se diseñan en base a la carga de superficie para el caudal medio, expresada en $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$. La elección de la carga idónea depende del tipo de suspensión que haya de separarse. En la tabla 11 se muestran los valores típicos para diversas suspensiones.

Tabla 11. Información típica para el proyecto de tanques de decantación primaria. Fuente: Metcalf-Eddy

Información típica para el proyecto de tanques de decantación primaria		
Características	Valor	
	Intervalo	Típico
Decantación primaria seguida de tratamiento secundario:		
Tiempo de detención,h	1,5-2	2,0
Carga de superficie, m ³ /m ² -d		
A caudal medio	32-48	
A caudal punta	80-120	100
Carga sobre vertedero, m ³ /m-d	125-500	250
Sedimentación primaria con edición del fango activado en exceso:		
Tiempo de detención,h	1,5-2	2,0
Carga de superficie, m ³ /m ² -d		
A caudal medio	24-32	
A caudal punta	48-70	60
Carga sobre vertedero, m ³ /m-d	125-500	250

Una vez que se ha establecido el área del tanque, el tiempo detención vendrá dictado por la profundidad del agua según lo indicado en la tabla 12.

Tabla 12. Tiempos de detención y profundidades de los tanques de decantación. Fuente: Metcalf-Eddy

Tiempos de detención para diversas cargas de superficie y profundidades de los tanques de decantación				
Carga de superficie, m ³ /m ² -d	Tiempo de detención,h			
	3,0 m de profundidad	3,5 m de profundidad	4,0 m de profundidad	5,0 m de profundidad
24	3,0	3,5	4,0	5,0
32	2,3	2,6	3,0	3,8
48	1,5	1,8	2,0	2,5
60	1,2	1,4	1,6	2,0
80	0,9	1,1	1,2	1,5
100	0,7	0,8	1,0	1,2
120	0,6	0,7	0,8	1,0

Cargas sobre vertedero. En general, se ha encontrado que las cargas sobre vertedero ejercen poca influencia sobre la eficacia de los tanques de decantación primaria.

5.2.3.2. Tipos de tanque

Casi todas las plantas de tratamiento de cualquier tamaño, excepto aquellas que tienen tanques Imhoff, utilizan en la actualidad tanques de decantación normalizados, rectangulares o circulares, con dispositivos mecánicos de recogida de fangos. La elección del tipo de tanque para una aplicación dada, depende del tamaño de la instalación, de las disposiciones y reglamentos de los organismos locales de control, de las condiciones locales del terreno, de la experiencia y juicio del proyectista y de la estimación de los costes. Se deberá disponer dos o más tanques con objeto de que el proceso permanezca en funcionamiento mientras uno de ellos quede fuera de servicio por reparación o mantenimiento.

En la tabla 13 se muestran los valores típicos de los tanques de decantación.

Tabla 13. Valores típicos de los tanques de decantación. Fuente: Metcalf-Eddy

Tipo de tanque	Valor	
	Intervalo	Típico
Rectangular:		
Profundidad, m	3,0-5,0	3,6
Longitud, m	15-90	25-40
Anchura, m	3-24	6-10
Velocidad de los rascadores, m/min	0,6-1,2	1,0
Circular:		
Profundidad, m	3,0-5,0	4,5
Díámetro, m	3,6-60,0	12-45
Pendiente de la solera, mm/m	60-160	80
Velocidad de los rascadores, r/min	0,02-0,05	0,03

Tanques rectangulares

Son varias las firmas que suministran los equipos de extracción de fangos de este tipo de tanques que, generalmente, se componen de un par de cadenas transportadoras sin fin. Sujetos a las cadenas y a intervalos regulares se colocan tablones de madera, que se extienden por toda la anchura del tanque o tramo.

Los sólidos que sedimentan son arrastrados a unos cuencos para el fango en el caso de tanques pequeños, y a unos canales de fondo transversal, en los grandes. Éstos, a su vez, están equipados con mecanismos colectores transversales, generalmente del mismo tipo que los longitudinales, que transportan los sólidos a uno o más cuencos de fango.

Los tanques rectangulares pueden asimismo efectuar la extracción del fango mediante un mecanismo tipo puente que se desplaza por encima y debajo del depósito sobre unos raíles que se apoyan en las paredes laterales. Del puente se suspenden una o más rasquetas que son abatibles para no arrastrar fango en su desplazamiento de vuelta.

También existen mecanismos tipo puente, equipados con sistemas de succión o con bombas para la extracción del fango. Tales sistemas se usan en los tanques de sedimentación secundaria.

Los colectores transversales pueden eliminarse instalando en su lugar varios cuencos. Su empleo para la recogida de fango conducido por los rascadores de recorrido longitudinal puede dar lugar a ciertas dificultades de funcionamiento ya que, en algunos casos, el fango queda adherido a las paredes inclinadas y esquinas y hasta llega a formar arcos sobre la tubería de extracción de fango. El empleo de colector transversal es aconsejable, excepto quizás en los tanques muy pequeños, ya que dan como resultado la obtención de un fango más uniforme y concentrado.

Los canales de entrada del agua a tratar deben situarse transversalmente a los tanques en la zona de entrada, de forma similar a los canales de recogida del efluente en la zona de salida. Conviene también situar las instalaciones del bombeo de fango cerca de los cuencos de recogida ubicados en los extremos de los tanques. Una instalación de bombeo de fango puede servir, fácilmente, para dos o más tanques.

En las instalaciones que tienen gran número de tanques rectangulares se puede construir una galería de maniobra a lo largo de extremo de entrada del agua, al objeto de instalar en ella las bombas de fango. Esta galería puede también utilizarse como galería de servicio para la eliminación del fango, calefacción y para alojar otras instalaciones de la planta.

Las espumas suelen recogerse en el extremo de salida de los tanques rectangulares por medio de los rascadores que hacen su camino de retorno por la superficie del líquido.

La espuma es empujada por los rascadores hasta un punto en el que es atrapada por los deflectores antes de su eliminación. La espuma también puede ser arrastrada mediante rociado con agua a presión y recogerse arrastrándola manualmente por medio de una placa inclinada, o bien puede eliminarse hidráulica o mecánicamente, siendo varios los medios conocidos para llevarlo a cabo.

En las instalaciones pequeñas, el sistema de extracción más común consiste en una tubería horizontal ranurada a la que puede dársele vueltas mediante un tornillo o palanca. Excepto en el momento de extraer la espuma, la ranura está por encima del nivel normal de agua en el tanque. Cuando se requiere extraerla, la tubería se gira de forma que la ranura abierta esté sumergida justo por debajo del nivel de agua permitiendo que la espuma acumulada fluya a la tubería. El uso de este equipo da como resultado un volumen relativamente grande de líquido con

las espumas.

Otro método para extraer la espuma con medios mecánicos consiste en un barredor helicoidal transversal, acoplado a un eje. Gracias a este dispositivo, es posible extraer la espuma de la superficie del agua con una pequeña placa inclinada para su descarga en un canal colector transversal. La espuma se hace circular por medio de un chorro de agua a un eyector de espuma o a un cuenco dotado de una bomba para espumas. Otro método consiste en un colector del tipo de cadenas con rascadores que recoge la espuma en un lado del tanque y la arrastra a través de un pequeño plano inclinado a unas tolvas, desde donde pueden bombearse a las unidades de evacuación. También puede recogerse con rascadores especiales en aquellos tanques rectangulares que estén dotados con equipo del tipo puente.

Por lo general, las espumas suelen eliminarse junto con el fango producido en la planta.

Los tanques múltiples rectangulares exigen menos espacio que los circulares, y por ello se utilizan cuando el terreno es muy costoso. Los tanques rectangulares se prestan a encajarse con los depósitos de preaireación y de aireación en las plantas de fangos activados. También suelen utilizarse cuando es necesario instalar techos o cubiertas para cubrir los tanques.

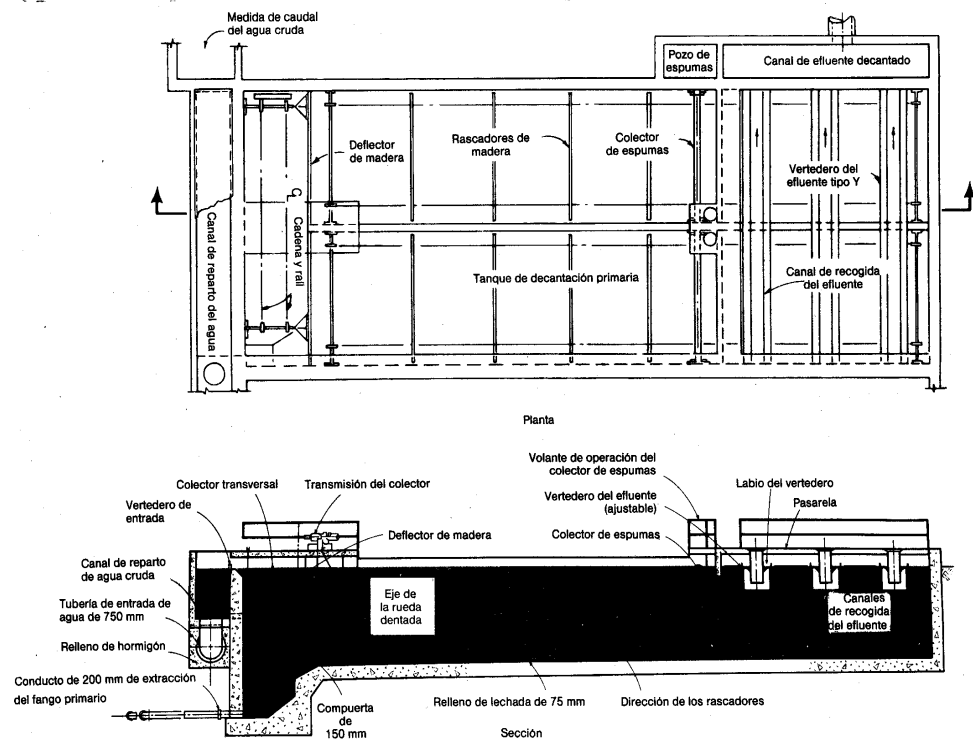


Figura 9. Tanque de decantación rectangular.

Tanques circulares.

En los tanques circulares el modelo de flujo es radial. Para conseguir un modelo de flujo radial, el agua residual a decantar puede introducirse en el centro o en la periferia del tanque. Ambas configuraciones han demostrado ser satisfactorias.

En el diseño de alimentación central, el agua residual es conducida al centro del tanque por una tubería suspendida del puente, o embebida en hormigón por debajo de la solera. En la zona central, el agua residual pasa por una campana circular de distribución proyectada para repartir el flujo por igual en todas las direcciones. El mecanismo de rascado del fango gira lentamente y puede tener dos o cuatro puentes equipados con rascadores. Los puentes incluyen, asimismo, unos

rascadores superficiales para la eliminación de espumas. También se utilizan mecanismo de extracción de fango por bombeo y succión.

En el diseño con alimentación periférica existe un deflector circular suspendido a corta distancia del muro del tanque, formando un espacio anular en el que se descarga el agua residual en dirección tangencial lo que obliga a fluir según una espiral alrededor del tanque y por debajo del deflector, recogándose el agua clarificada por medio de unos vertederos colocados a ambos lados de un canal situado en la parte central. La grasa y la espuma quedan retenidas en la superficie del espacio anular.

La solera del tanque tiene una pendiente aproximada de 1 a 12 formando un cono invertido, y el fango es arrastrado a un cuenco relativamente pequeño situado junto a la zona central del tanque.

Se acostumbra a disponer los tanques en grupos de dos o cuatro unidades. El caudal se divide entre ellos mediante una cámara de reparto situada entre los mismos. Por lo general, el fango es conducido a la cámara de reparto, desde donde se bombea a las unidades de evacuación.

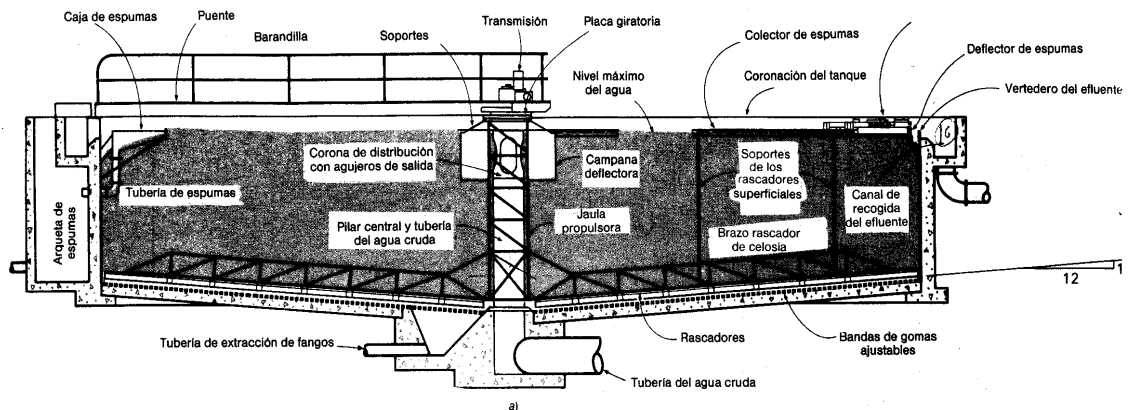


Figura 10. Tanque de decantación circular.

5.2.3.3. Producción de fangos

El volumen de fango producido dependerá de:

- Las características del agua residual cruda, incluyendo su edad y concentración.
- El tiempo de detención y el grado de tratamiento que se vaya a realizar en el tanque.
- El estado de los sólidos sedimentados, incluyendo el peso específico, el contenido de agua y los cambios de volumen experimentados bajo la influencia de los dispositivos mecánicos de eliminación de fangos o de la profundidad del tanque.
- El periodo de tiempo transcurrido entre las operaciones de extracción de fangos.

El fango se eliminará bombeándolo, por lo menos, una vez por turno de trabajo y, con mayor tiempo de frecuencia en tiempo cálido, a fin de evitar que se deteriore el efluente. En los tanques de decantación primaria que se utilizan en las plantas de fangos activados, deberá de tenerse en cuenta el exceso de fango activado que pueda añadirse al agua a tratar en los tanques para su sedimentación y consolidación con el fango primario.

5.2.4. PROCESOS COMPLEMENTARIOS DE MEJORA DE LA DECANTACIÓN PRIMARIA

Se ha visto anteriormente que la decantación primaria es capaz de eliminar los sólidos sedimentables y flotantes. Para aumentar el rendimiento del proceso será necesario, además, eliminar sólidos coloidales. Esto se puede hacer mediante la incorporación de los procesos de floculación y coagulación.

5.2.4.1. Floculación

Una fracción de los sólidos coloidales del agua residual pretratada pueden estar desestabilizados, pero debido a su escaso peso individual no son eliminados en la decantación primaria. Para conseguir su reducción es necesario aumentar su tamaño, lo cual se puede conseguir mediante la floculación, al agregar varias partículas para conseguir un flóculo del tamaño adecuado.

Realizando una floculación del agua residual previa a la decantación, se puede conseguir aumentar la velocidad ascensional de diseño y disminuir el tiempo de retención en decantación. A igualdad de condiciones, el uso de la floculación puede conseguir un aumento de 10 a 20 puntos en el rendimiento de reducción de sólidos en suspensión.

Esta floculación puede realizarse bien por aireación, fundamentalmente por difusión de aire para limitar al máximo los cortantes, o bien mecánicamente. En este último caso, suele ser normal la disposición de la floculación y la decantación en un solo aparato, ubicando el floculador en el centro del decantador circular.

La floculación mediante agitación suave del agua residual consigue la agregación de las partículas al aumentar la probabilidad de contacto entre las mismas. Otra forma de aumentar esta probabilidad es aumentar la concentración de partículas. Por ello parece lógica la incorporación del exceso de fangos activos al efluente del decantador primario. Existen datos que indican un aumento de rendimiento de la decantación primaria al flocular la mezcla agua-fangos antes de la decantación. Igualmente se han detectado fracasos al incorporar los fangos directamente al decantador.

5.2.4.2. Coagulación

Su objetivo es conseguir mayores rendimientos que los obtenidos con los procesos anteriores, implica la eliminación de los coloides estables que forman parte de los sólidos en suspensión. Esta desestabilización de las partículas coloidales es la que se realiza a través de la coagulación.

La coagulación de las aguas residuales puede realizarse por vía química.

5.3. TRATAMIENTO BIOLÓGICO

El fundamento de los procesos biológicos de depuración de aguas, consiste en la eliminación de la contaminación del agua mediante una biocenosis o comunidad de microorganismos ubicados en lo que normalmente se denomina reactor biológico y bajo unas determinadas condiciones ambientales adecuadas para permitir el óptimo desarrollo de los microorganismos. La contaminación del agua constituye el alimento o sustrato de dicha biocenosis.

Por lo tanto, el objetivo principal, es la eliminación de la materia orgánica, disuelta y en suspensión, convirtiéndola en biomasa y en otros productos inocuos que después se separarán del agua por decantación.

El proceso consiste en provocar y mantener colonias de bacterias que en primer lugar estabilicen el contenido orgánico que les llega y en segundo lugar, sean separables mediante decantación. En resumen, la primera etapa consiste en copiar la acción de la naturaleza en los cursos naturales del agua superficial y la segunda etapa retirar el contaminante estabilizado como biomasa.

Con este tratamiento se reduce la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) de las aguas residuales, ya sean industriales o urbanas. Dado que en este tratamiento se emplean procesos de oxidación biológicos recibe el nombre de tratamiento biológico.

Principalmente existen dos tipos de depuración biológica:

1. Depuración biológica aerobia: cuando en todo momento hay un exceso de oxígeno que puede conseguirse de forma natural o forzada. Consiste esencialmente en la estabilización del agua residual utilizando la actividad de los mismos microorganismos que lleva consigo el agua, y que en la naturaleza producen la autodepuración de las aguas contaminadas. La actividad de los microorganismos mencionados, comprende reacciones tan complejas como la absorción, asimilación y síntesis, convirtiendo la materia desagradable en productos finales como CO_2 , H_2O y un cierto exceso de materia total o parcialmente estabilizada y floculada, que se separará por simple sedimentación.

El principal proceso de depuración biológica aerobia es el proceso de fangos activos, el cual ha sido utilizado para el tratamiento de aguas residuales tanto industriales como urbanas desde hace aproximadamente un siglo.

Desde el punto de vista del funcionamiento, en el tratamiento biológico de aguas residuales mediante el proceso de fangos activados, el residuo orgánico se introduce en un reactor, donde se mantiene un cultivo bacteriano aerobio en suspensión. El contenido del reactor se conoce con el nombre de líquido mezcla. El ambiente aerobio en el reactor se consigue mediante el uso de difusores o de aireadores mecánicos, que también sirven para mantener el líquido mezcla en estado de mezcla completa. Al cabo de un periodo determinado de tiempo, la mezcla de las nuevas células con las viejas se conduce hasta un tanque de sedimentación (decantador secundario) para su separación del agua residual tratada. Una parte de las células sedimentadas se recircula para mantener en el reactor la concentración de células deseada, mientras que la otra parte se purga del sistema.

La tecnología de fangos activos es una de las más difundidas a nivel mundial, y presenta unas ventajas y unos inconvenientes

VENTAJAS

- Flexibilidad de operación a través de un control racional de la biomasa presente en el proceso.
- Alta Eficiencia de remoción de carga orgánica sustancialmente más alta que la que se alcanza en otros procesos como los del tipo Convencional por Cultivo Fijo.
- Minimización de Olores y Ausencia de insectos.
- Puede incorporar Desnitrificación al proceso.
- Posibilidades de regular energía consumida para variaciones de carga orgánica.
- Generación de lodos secundarios “estabilizados” que al igual que pueden ser aprovechados como fertilizantes.

DESVENTAJAS

- Riesgo de taponamiento de los dispositivos de aireación durante ciclos operativos específicos.
- Requiere de un control permanente, tanto operativo como de análisis de laboratorio.
- Altos costos de operación, asociados fundamentalmente a los requerimientos de oxígeno.
- Baja eliminación bacteriológica, con la consecuente necesidad de efectuar desinfección final al efluente.
- El elevado crecimiento de la biomasa por kg de DQO eliminada.

2. *Depuración biológica anaerobia*: proceso en el que la materia orgánica, en ausencia de oxígeno, y mediante la acción de un grupo de bacterias específicas, se descompone en productos gaseosos o “biogás” (CH_4 , CO_2 , H_2 , H_2S , etc.), y en digestato, que es una mezcla de productos minerales (N, P, K, Ca, etc.) y compuestos de difícil degradación.

El biogás contiene un alto porcentaje en metano, CH_4 (entre 50-70%), por lo que es susceptible de un aprovechamiento energético mediante su combustión en motores, en turbinas o en calderas, bien sólo o mezclado con otro combustible. El proceso controlado de digestión anaerobia es uno de los más idóneos para la reducción de emisiones de efecto invernadero, el aprovechamiento energético de los residuos orgánicos y el mantenimiento y mejora del valor fertilizante de los productos tratados.

La digestión anaerobia supone una menor producción de lodos y un gran potencial en la recuperación de energía, permitiendo un alto grado de autoabastecimiento energético en la depuradora. En relación a este último punto, este proceso tiene un balance energético positivo y es un proceso productor neto de energía renovable. De esta forma, contribuye a disminuir las necesidades externas de energía para procesos térmicos posteriores y también, contribuye a la disminución en la generación de gases de efecto invernadero, si el metano producido sustituye una fuente no renovable de energía.

El agua residual tratada mediante digestión anaerobia se puede utilizar para regadío en agricultura aprovechando así el Nitrógeno y Fósforo que quedan en el agua una vez tratada.

Por estas razones se ha optado por un **reactor anaerobio** para el tratamiento biológico en nuestra depuradora.

5.3.1. FASES DE LA DIGESTION ANAEROBIA

La digestión anaerobia está caracterizada por la existencia de varias fases consecutivas diferenciadas en el proceso de degradación del sustrato (término genérico para designar, en general, el alimento de los microorganismos), interviniendo 5 grandes poblaciones de microorganismos (Figura 11). Estas poblaciones se caracterizan por estar compuestas por bacterias, seres de diferentes velocidades de crecimiento y diferente sensibilidad a cada compuesto intermedio como inhibidor (por ejemplo, H_2 , ácido acético o amoníaco producido de la acidogénesis de aminoácidos). Esto implica que cada etapa presentará diferentes velocidades de reacción según la composición del sustrato y que el desarrollo estable del proceso global requerirá de un equilibrio que evite la acumulación de compuestos intermedios inhibidores o la acumulación de ácidos grasos volátiles (AGV), que podría producir una bajada del pH. Para la estabilidad del pH es importante el equilibrio CO_2 -bicarbonato.

Para hacer posible algunas reacciones es necesaria la asociación sintrófica entre bacterias acetogénicas y metanogénicas, creando agregados de bacterias de estas diferentes poblaciones.

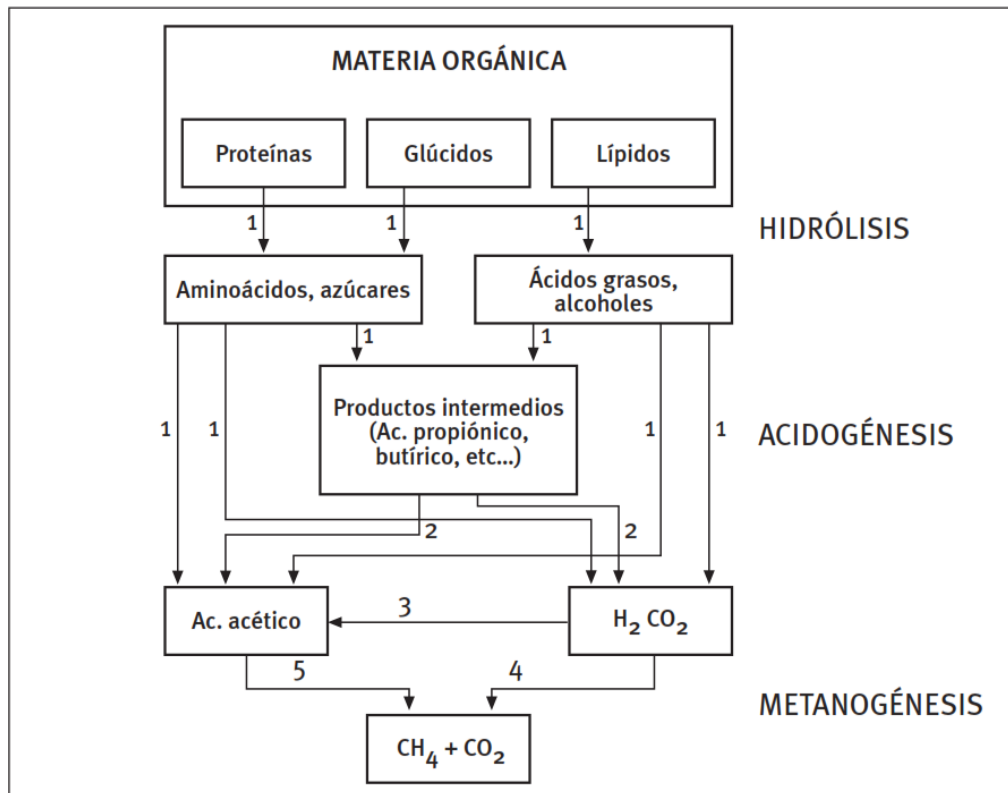


Figura 11. Fases de la fermentación anaerobia y poblaciones de microorganismos: 1) Bacterias hidrolíticas-acidogénicas; 2) Bacterias acetogénicas; 3) Bacterias homoacetogénicas; 4) Bacterias metanogénicas hidrogenófilas; 5) Bacterias metanogénicas acetoclasticas.

Fuente GIRO.

Lo anterior implica que las puestas en marcha de los reactores sean, en general, lentas, requiriendo tiempos que pueden ser del orden de meses. En general, la velocidad del proceso está limitada por la velocidad de la etapa más lenta, la cual depende de la composición de cada residuo. Para sustratos solubles, la fase limitante acostumbra a ser la metanogénesis, y para aumentar la velocidad la estrategia consiste en adoptar diseños que permitan una elevada concentración de microorganismos acetogénicos y metanogénicos en el reactor. Con esto se pueden conseguir sistemas con tiempo de proceso del orden de días. Para residuos en los que la materia orgánica esté en forma de partículas, la fase limitante es la hidrólisis, proceso enzimático cuya velocidad depende de la superficie de las

partículas. Usualmente, esta limitación hace que los tiempos de proceso sean del orden de dos a tres semanas. Para aumentar la velocidad, una de las estrategias es el pretratamiento para disminuir el tamaño de partículas o ayudar a la solubilización (maceración, ultrasonidos, tratamiento térmico, alta presión, o combinación de altas presiones y temperaturas).

5.3.2. PRODUCCIÓN DE METANO

Para un sistema anaerobio, la DQO (Demanda Química de Oxígeno) puede considerarse un parámetro conservativo, es decir, la suma de las DQO de entrada debe ser igual a la suma de las DQO de salida

Si se considera un biogás formado exclusivamente por CH_4 y CO_2 , y teniendo en cuenta que la DQO del CO_2 es nula, la DQO eliminada en el residuo se correspondería con la DQO obtenida en forma de metano, lo cual significa 2,857 kg DQO por $\text{m}^3 \text{CH}_4$, ó 0,35 m^3 de CH_4 por kg de DQO eliminada, a $P=1 \text{ at}$ y $T=0 \text{ }^\circ\text{C}$, ó 0,38 m^3 de CH_4 a $P=1 \text{ at}$ y $25 \text{ }^\circ\text{C}$.

Atendiendo a la potencia calorífica del metano, estos valores corresponderían aproximadamente a 3,5 $\text{kW}\cdot\text{h}/\text{kg}$ DQO eliminada, en unidades de energía primaria. Esto confiere a los sistemas anaerobios una clara ventaja frente a los sistemas aerobios de tratamiento de residuos orgánicos y aguas residuales, para los cuales el consumo de energía para transferir oxígeno se encuentra alrededor de 1 $\text{kW}\cdot\text{h}/\text{kg}$ O_2 consumido.

5.3.3. CONDICIONES DE OPERACIÓN

Tanto las variables físicas como las químicas influyen en el hábitat de los microorganismos. En los procesos anaerobios es importante tener en cuenta la influencia de factores medioambientales. Las bacterias formadoras de metano son

las más sensibles a estos factores, por lo que un funcionamiento inadecuado de las mismas pueden causar una acumulación de productos intermedios (ácidos) y desestabilizar por completo el sistema.

Entre las variables más importantes se encuentran la temperatura, el pH y la disponibilidad de nutrientes.

Temperatura: el proceso de la fermentación anaerobia puede realizarse a distintas temperaturas.

Proceso psicrófilo, aquel que se realiza por debajo de 25°C.

Mesófilo, el que tiene lugar a temperaturas entre 25°C y 45°C.

Termófilo, aquel que se realiza a temperaturas por encima de los 45°C.

La temperatura afecta de una manera muy importante la velocidad de crecimiento de las bacterias metanogénicas, hecho que macroscópicamente se manifiesta en la velocidad de producción de biogás. La producción de biogás por debajo de los 15°C es muy baja y no depende prácticamente de la temperatura. Entre los 15°C y los 25°C la producción de biogás se incrementa linealmente con temperatura. **Entre 25°C y 40°C aumenta un 1% al aumentar 1°C la temperatura.** El balance energético óptimo para un proceso anaerobio tiene lugar en este rango de temperaturas.

pH. El óptimo para el crecimiento de los metanogénicos se encuentra alrededor de la neutralidad, entre 6 y 8. Las bacterias productoras de ácidos, que intervienen en las etapas anteriores a la metanogénesis, tienen su pH óptimo en un rango más bajo, entre 5 y 6, ya que se adaptan para sobrevivir en las condiciones que ellas

mismas crean. Así pues, el pH óptimo de operación de un reactor anaerobio se encuentra en un margen relativamente estrecho, alrededor de **6,5-7**.

Alcalinidad. Es importante mantener un determinado grado de alcalinidad en el medio a fin de proveer al sistema de una cierta capacidad tampón si se produce una acumulación de ácidos (evitar la acidificación). Es recomendable una alcalinidad superior a 1,5 g/l CaCO_3 .

Potencial redox, con valores recomendables inferiores a -350 mV. Hay que tener en cuenta que las bacterias sulfatorreductoras tienen su pH óptimo a potenciales menos reductores (alrededor de -300 mV) que las metanogénicas, por ello, cualquier incremento del potencial redox en el reactor tenderá en principio, a favorecer los procesos de sulfatorreducción frente a la metanogénesis.

Nutrientes. Normalmente no suele ser necesaria la adición de nutrientes en los reactores anaerobios ya que suelen encontrarse presentes en los efluentes a tratar. En el caso de aguas residuales urbanas no es necesario añadir nutrientes.

Nitrógeno y Fósforo son los nutrientes esenciales para todo proceso biológico. Se considera que la proporción N/P óptima es de 7. Otros nutrientes necesarios son el azufre, cuyas necesidades se estiman del mismo orden que las de fósforo, y ciertos metales como el níquel, que se ha comprobado que es esencial para las bacterias que producen metano a partir de $\text{CO}_2\text{-H}_2$. También se ha demostrado que la presencia de trazas de Hierro, Cobalto y Selenio estimula la actividad metanogénica.

Tóxicos. A causa de la baja velocidad de crecimiento de las bacterias metanogénicas, su tiempo de recuperación frente a la acción de un tóxico bactericida puede ser muy elevado. Se trata de una inhibición no por aporte externo de tóxicos sino como resultado del propio metabolismo bacteriano. Este efecto puede evitarse regulando convenientemente el tiempo de retención del reactor.

Tiempo de retención. Es el tiempo medio de permanencia del influente en el reactor, sometido a la acción de los microorganismos. Para el tratamiento de aguas residuales urbanas, el tiempo de retención es del orden de 8 a 24 horas.

Agitación. En función de la tipología de reactor debe transferirse al sistema el nivel de energía necesario para favorecer la transferencia de sustrato a cada población o agregados de bacterias, así como homogeneizar para mantener concentraciones medias bajas de inhibidores.

Velocidad de carga orgánica, OLR (organic loading rate). Es la cantidad de materia orgánica introducida por unidad de volumen y tiempo. Valores bajos implican baja concentración en el influente y/o elevado tiempo de retención. El incremento en la OLR implica una reducción en la producción de gas por unidad de materia orgánica introducida, debiendo encontrar un valor óptimo técnico/económico para cada instalación y residuo a tratar.

5.3.4. REACTOR UASB

En el proceso anaerobio de manto de fango de flujo ascendente, UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket), el residuo que se quiere tratar se introduce por la parte inferior del reactor, el agua residual fluye en sentido ascendente a través de un manto de fango constituido por gránulos o partículas formadas biológicamente. El tratamiento se produce al entrar en contacto el agua residual y las partículas.

Los gases producidos en condiciones anaerobias, principalmente metano y dióxido de carbono, provocan la circulación interior, que colabora en la formación y mantenimiento de los gránulos, causa turbulencia hidráulica a medida que se mueve hacia arriba a través del reactor, proporcionando una mezcla adecuada dentro del sistema y eliminando la necesidad de la mezcla mecánica. Parte del gas generado dentro del manto de fango se adhiere a las partículas biológicas, tanto el gas libre como las partículas a las que se ha adherido gas, ascienden hacia la parte superior del reactor. Allí, se produce la liberación del gas adherido a las partículas, al entrar estas en contacto con unos deflectores desgasificadores.

Las partículas desgasificadas suelen volver a caer hasta la superficie del manto de fango.

El gas libre y el gas liberado de las partículas se captura en una bóveda de recogida de gases instalada en la parte superior del reactor.

El líquido, que contiene algunos sólidos residuales y algunos de los gránulos biológicos, se conduce a una cámara de sedimentación, donde se separan los sólidos residuales. Los sólidos separados se reconducen a la superficie del manto de fango a través del sistema de deflectores.

En la figura 12, podemos ver el esquema de un reactor UASB.

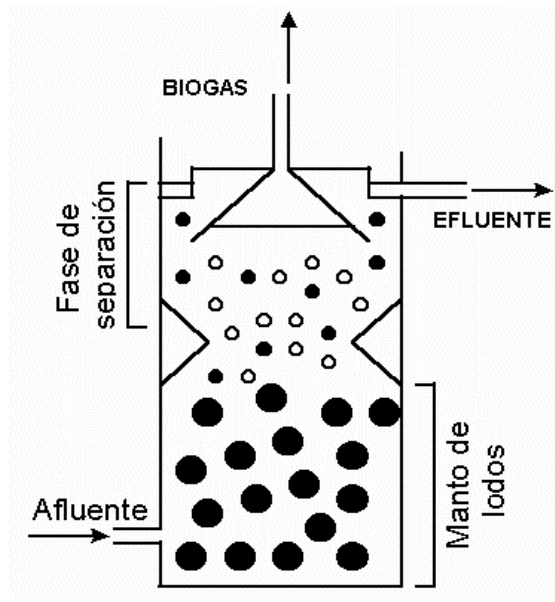


Figura 12. Esquema reactor UASB.

En otras palabras, la demanda química de oxígeno soluble (DQO) se convierte fácilmente en biogás, que se compone principalmente por metano (65-70%) y dióxido de carbono (30-35%) Las salidas de biogás producidos a través de un colector y en una línea principal donde es recolectada para su recuperación o para su quema.

5.3.4.1. Parámetros de diseño

Se deben garantizar bajas velocidades en los compartimientos de digestión y sedimentación para retener la biomasa en el sistema.

Para favorecer la sedimentación del lodo en la cámara de sedimentación puede ser necesario aumentar el área de la superficie, para reducir la velocidad del flujo.

Se deben asegurar las velocidades admisibles para todo el rango de caudales afluentes.

Los reactores pueden ser circulares o rectangulares con área superficial uniforme o variable.

CRITERIOS DE PROYECTO

Carga orgánica volumétrica $COV = \frac{Q \cdot S}{V}$

$$COV < 15 \text{ kgDQO/m}^3\text{d}$$

COV = carga orgánica volumétrica (kgDQO/ m³d)

Q = caudal afluente (m³/d)

S = concentración de sustrato afluente (kgDQO/m³)

V = volumen del reactor (m³)

Cuando se tratan líquidos domésticos la carga orgánica no es el factor limitante, ya que en general < 2.5-3 kgDQO/ m³d

Carga hidráulica volumétrica $CHV = \frac{Q}{V}$; $CHV = \frac{1}{TRH}$

$$CHV < 5 \text{ m}^3/ \text{m}^3\text{d (TDH}>4.8 \text{ h)}$$

CHV: carga hidráulica volumétrica (m³/ m³d)

Q: caudal afluente (m³/d)

V: volumen del reactor (m³)

TRH: tiempo de retención hidráulico (d)

La temperatura influye en la velocidad del proceso de digestión, por lo que se limita tiempo de retención hidráulico según la temperatura. A baja temperatura, baja carga, lento crecimiento, por lo que se debe evitar perder biomasa. En la tabla 14 se muestra esta relación

Tabla 14. Influencia de la temperatura en el TRH

TEMPERATURA DEL LÍQUIDO °C	TRH medio (horas)	TRH mínimo (horas)
16-19	>10-14	>7-9
20-26	>6-9	>4-6
>26	>6	>4

Según la concentración de sustrato del afluente, el criterio de diseño limitante será por:

CHV S < 2500 mgDQO/l
COV S > 2500 mgDQO/l

Carga biológica (carga de lodo, agua residual) Es la materia orgánica aplicada diariamente al reactor por unidad de biomasa presente. La carga biológica máxima depende de la actividad metanogénica del lodo.

$$CB = \frac{Q \cdot S}{M}$$

CB: carga biológica (kgDQO/kgSSV.d)

Q: caudal afluente (m³/d)

S: concentración de sustrato afluente (kgDQO/m³)

M: masa de microorg. en el reactor (kgSSV/m³), carga másica

En el arranque de reactores anaerobios la CB será baja, del orden de 0.05-0.15 kgDQO/kgSSV.d, y se irá aumentando gradualmente.

Se diseña el reactor para un valor de CB = 0,2 kgDQO/kgSSV.d

Velocidad superficial del flujo $v = \frac{Q}{A}$; $v = \frac{h}{TRH}$

v: velocidad ascensional (m/h)

A: área superficial (m²)

h: altura del reactor (m)

TRH: tiempo de retención hidráulico (d)

Esta velocidad corresponde a la zona de digestión y el valor máximo depende de las características de sedimentación del lodo presente y de las cargas aplicadas. Para líquidos domésticos se reflejan los valores en la tabla 15.

Tabla 15. Velocidad de sedimentación en función del caudal para aguas residuales urbanas.

<i>Q</i>	<i>V (m/h)</i>
medio	0,5-0,7
máximo	0,9-1,1
pico	<1,5

Para mayores cargas orgánicas, del orden de 5-6 kgDQO/m³d, si el reactor opera con un lodo tipo floculento $v \cong 0.5-0.7$ m/h y para picos $v \cong 1.5-2$ m/h.

Si opera con lodo tipo granular se admitirá $v < 10$ m/h.

Distribución del afluente

Se debe distribuir el sustrato afluente en forma uniforme en la parte inferior del reactor, evitando cortocircuitos a través de la capa inferior de lodo.

Esto es fundamental cuando se tratan líquidos domésticos o la temperatura de operación es baja ya que la producción de gas no es suficiente como para lograr la mezcla adecuada.

El sistema se diseña a partir de un canal de distribución, que distribuye el afluente a través de tubos que descargan el líquido en la zona inferior del reactor.

Se indican a continuación los parámetros de diseño para cada uno de los componentes del sistema

Tubos de distribución.

- Diámetro entre 75 y 100mm para evitar por obstrucciones.
- Velocidad < 0.2 m/s para evitar ingreso de aire al reactor.
- En la zona inferior se busca tener una velocidad mayor para favorecer la mezcla y evitar sedimentaciones en la zona cercana, por lo que se recomienda un diámetro de 40-50mm.
- Número de tubos: se determina en función del área del reactor y del área de influencia de cada distribuidor (A_d).

$$N_d = A / A_d$$

Para líquidos domésticos se puede asumir $A_d = 1.5-3$ m²

Separador de gases, sólidos y líquidos:

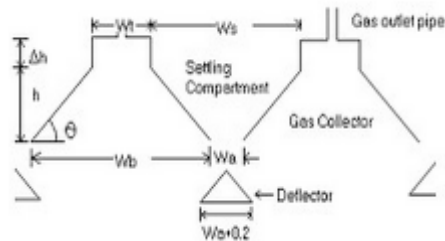


Figura 13. Esquema campanas

En el principio , la altura del separador GLS puede ser considerada como el 25 % de la altura total del reactor.

El ángulo de la cúpula con horizontal suele ser superior a 45°.

Se instalarán deflectores debajo de las aberturas de ingreso al sedimentador (sobresaliendo 10-15 cm) para evitar ingreso de gases.

La velocidad en la parte superior de la campana debe ser adecuada para que las partículas puedan sedimentar.

La velocidad de paso entre campanas debe ser inferior al doble de la velocidad ascensional en la parte baja del reactor, establecida en 0,7 m/h.

Recolección del efluente

Estructura de salida mediante vertederos o tubos perforados sumergidos, con tabique para evitar salida de espumas.

5.3.5. CLARIFICACIÓN POR MEMBRANAS

La técnica de separación por membranas para el tratamiento de aguas residuales urbanas constituye una barrera física real para las impurezas y gérmenes patógenos.

Para un mismo objetivo de calidad de agua, las membranas permiten reemplazar varias etapas de tratamiento convencional.

Se llama membrana a todo material que, desarrollado en forma de películas delgadas (0,05 mm a 2 mm), tiene la propiedad de ofrecer una resistencia selectiva al paso de los diferentes componentes de un fluido líquido o gaseoso y, por tanto, de permitir la separación de ciertos elementos (partículas, solutos o disolventes) presentes en ese fluido.

5.3.5.1. Membranas de ultrafiltración

Las membranas de ultrafiltración con un tamaño de poro comprendido entre 0,001 y 0,1 μm permiten pasar las sales minerales y las moléculas orgánicas de bajo peso molecular; no retienen más que los solutos más gruesos (macromoléculas) y los elementos como virus, bacterias y coloides. Garantizan la eliminación total de las materias en suspensión responsables de la turbidez, sin modificar la composición salina del agua.

La barrera física que crean las membranas permite controlar la filtración y la calidad de los vertidos de las materias en suspensión, al contrario que en una separación dinámica en un tanque de clarificación, donde siempre es posible una fuga de materias en suspensión y el consiguiente riesgo de desnitrificación. Además, la calidad del agua tratada es independiente de las variaciones de cargas

hidráulicas.

Durante la clarificación por membranas, a concentración y presión constantes, se produce una disminución de flujo con el tiempo que puede llegar hasta un bloqueo completo de la membrana: es el fenómeno de colmatación.

La colmatación es debida a la formación de un depósito de coloides en la superficie de la membrana, a la adsorción de solutos variados en los poros y también a la formación de precipitados sobre la membrana (sulfato férrico, por ejemplo).

El primer fenómeno es, en gran parte, reversible mediante retrolavado (operación que consiste en invertir las presiones para volver a pasar el agua producto a través de la membrana y así despegar el depósito) o mediante barrido de la superficie de la membrana sin filtración. Por contra, la adsorción o la formación de precipitados son a menudo insensibles al retrolavado o a un aumento de velocidad de barrido; solo un tratamiento químico apropiado permite, en esos casos, limpiar la membrana.

5.3.5.2. Estructura de las membranas

En el campo de la separación por membranas de ultrafiltración, las unidades de separación llamadas módulos, que se utilizan para membranas, están diseñadas para cumplir dos objetivos:

- Ensamblar las membranas en módulos compactos, es decir, en módulos que presentan un máximo de superficie de intercambio por unidad de volumen.
- Asegurar una circulación suficiente del líquido a tratar para limitar los depósitos de partículas.

Dentro de la clarificación de aguas residuales, se distinguen, principalmente, dos tipos de módulos:

- Módulos de membranas de fibra hueca.

Las fibras huecas, de diámetro 0,6 a 2 mm, se producen por extrusión del material de las membranas a través de canales anulares. Su estructura le permite resistir unas presiones internas o externas suficientes para su uso.

- Módulos de membranas planas.

En este caso, la membrana se apoya sobre las dos caras de una estructura plana que sirve de soporte central. El fluido a tratar circula entre las membranas de dos placas adyacentes. El espesor de la película de líquido entre las placas es del orden de 7 mm. El permeado se recoge por vacío en las ranuras de las placas. Estas placas aseguran, al mismo tiempo, el soporte mecánico de las membranas y el drenaje del permeado. Las placas que soportan las membranas están también ensambladas en módulo compactos. La disposición de los módulos permite la circulación en paralelo. Grupos de unidades de hasta 140 m² de superficie pueden constituirse de esta manera.

5.3.5.3. Ejecución de los Biorreactores de membranas

La aplicación de Biorreactores de membranas permite combinar la degradación de la contaminación por la actividad biológica y la filtración a presión en las unidades compactas. Además de la calidad excepcional de los vertidos, la alta compacidad de los biorreactores de membrana constituye una

ventaja decisiva de esta tecnología, especialmente en situaciones con problemas de ubicación y de obra civil.

La clarificación por biorreactores de membrana presenta las siguientes ventajas:

- La certeza de conseguir una clarificación perfecta, sea cual sea la calidad del fango y su índice de fango, puesto que las membranas pueden retener incluso las bacterias no floculadas y producir un efluente sin materias en suspensión.
- La desinfección del efluente (ausencia de patógenos, tales como huevos de helmintos, bacterias y ciertos virus).
- El posible aumento de concentración de biomasa en el reactor entre 6 y 12 g/l (dado que el clarificador ya no es necesario) Esto, por tanto, con carga másica equivalente, deja la posibilidad de reducir el reactor aireado por un factor de 2 a 4, en comparación con un reactor aireado convencional de lodos activados.
- La ausencia de clarificador y un reactor aireado de volumen reducido significan un coste de obra civil y una ocupación de superficie mucho más reducidos.
- La membrana impide el paso de ciertos metabolitos macromoleculares y permite su degradación progresiva, dando como resultado una DQO final más baja que la alcanzada con un proceso clásico de fangos activados.

6. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

6.1. DIAGRAMA DE BLOQUES

En el apartado Planos, se encuentra el diagrama de bloques del proceso, en el que se ha representado el proceso de forma simplificada, mostrando las principales etapas y operaciones del tratamiento.

6.2. DIAGRAMA DE FLUJO

La línea de tratamiento a la que se va a someter el agua residual del Campo de Golf de Meloneras consta de la siguiente secuencia de procesos:

El agua residual a tratar, que proviene de los hoteles ubicados en la zona del Campo de Golf de Meloneras, se canaliza hacia el tanque de homogeneización, para conseguir un caudal y carga constante, de ahí se canaliza a las rejillas de desbaste de gruesos y finos con dos canales, donde uno está en funcionamiento y el otro de repuesto (cuando uno se limpia el otro entra en funcionamiento).

El agua residual pasa al desarenador-desengrasador, ésta se bombea a una arqueta de reparto que la dividirá en dos líneas iguales a los decantadores primarios.

De los decantadores primarios se conduce el agua al reactor anaerobio de flujo ascendente con lecho de lodos, reactor UASB (del inglés Upflow Anaerobic Sludge Blanket), donde se realiza el tratamiento biológico. Y de ahí a las membranas de fibra hueca. Se obtiene así un agua residual depurada apta para el riego del Campo de Golf y zonas ajardinadas colindantes.

Con respecto a los fangos se ha optado por centrifugarlos y tratarlos en un

digestor anaerobio.

El diagrama de flujo de la EDAR se recoge en el apartado Planos. En él se representan los tratamiento del agua residual con los equipos, las líneas y los lazos de control más destacados que intervienen en el proceso. Los equipos se identifican en una lista con su función correspondiente y las líneas aparecen numeradas.

En la parte inferior del diagrama se puede ver la tabla de corrientes del sistema, con todos sus flujos, concentraciones y propiedades físicas.

6.3. DESCRIPCIÓN GENERAL

Los cálculos de todos los equipos se pueden ver en el Anexo I. Memoria justificativa.

6.3.1. RECEPCIÓN Y ALMACENAMIENTO. Tanque de homogeneización-laminación

Las aguas residuales desembocan en un tanque de homogenización a través del colector general y son bombeadas al inicio del tratamiento.

En este tanque se almacenan los caudales punta que puedan presentarse durante el día para, posteriormente, ser tratados en el período nocturno donde los niveles de caudal son siempre inferiores.

Se opta por un tanque de geometría circular de 1.800 m³ de capacidad

6.3.2. PRETRATAMIENTO

El pretratamiento del agua residual es el primer paso que se lleva a cabo en la estación depuradora. Tiene por objetivo la eliminación de los sólidos más voluminosos.

El pretratamiento constara de:

- Desbaste grueso
- Desbaste fino
- Desarenador-desengrasador

Se ha diseñado un canal de desbaste que consta de 2 rejas, una de gruesos y otra de finos. Además, se instalará un medidor de caudal electromagnético para controlar el caudal de entrada a la planta. La medida de caudal de agua que llegará al pretratamiento se realizará por sistema electromagnético en tubería. Se prevé un medidor de diámetro adecuado para mantener la velocidad a caudal medio comprendida entre 0,6 -1,0 m/s para que no se produzca sedimentación en este canal.

Desbaste

En las tablas 16 y 17 se muestra el cuadro resumen del canal de desbaste y rejas respectivamente

Tabla 16. Valores canal de desbaste

<i>CARACTERISTICA</i>	<i>DIMENSION</i>
Sección	Rectangular
Ancho del canal	0,7 m.
Pendiente del canal	0,5% = 0,005 m/m.
Capacidad del canal	$Q_{\text{máx entrada al pretrat}} = 0,1042 \text{ m}^3/\text{s}$.
Altura máxima útil	0,77 m.
Altura de resguardo	0,35 m.
Velocidad mínima	1,00 m/s.
Velocidad máxima	2,50 m/s.

Tabla 17. Valores y dimensiones rejas

<i>CARACTERISTICA</i>	<i>DIMENSION</i>	
	Reja de gruesos	Reja de finos
Número de barras	11	36
Separación útil entre barras	50 mm.	10 mm.
Espesor de las barras	10 mm.	6 mm.
Sección mojada perpendicular a la corriente	$\geq 0,215 \text{ m}^2$	$\geq 0,285 \text{ m}^2$
Modo de limpieza	Automática	Automática

Desarenador- Desengrasador

Se diseña un desarenador-desengrasador aireado con el objetivo de eliminar las partículas de arena retenidas en un tamiz de malla (0,21 mm), aceites y grasas, así como las partículas de tamaño superior a 200 micras, con el fin de evitar abrasiones, desgastes en las bombas y sobrecargas e interferencias en operaciones unitarias posteriores.

En la tabla 18 se muestra un cuadro resumen con las características del desarenador-desengrasador.

Tabla 18. Cuadro resumen desarenador-desengrasador

<i>CARACTERÍSTICA</i>	<i>DIMENSIÓN</i>
Nº de unidades	1
Caudal máximo	0,1042 m ³ /s
Volumen útil	93,78 m ³ /
Superficie útil	54 m ²
Ancho útil	4 m.
Largo útil	13,5 m.
Profundidad útil	2 m.
Caudal de aire	243 m ³ /h
Extracción total de arena	3,75 m ³ /día

6.3.3. TRATAMIENTO PRIMARIO

La finalidad del tratamiento por decantación es eliminar los sólidos fácilmente sedimentables y el material flotante, y por tanto, reducir el contenido

de sólidos suspendidos.

En la tabla 19 se muestra un cuadro resumen con las características del decantador primario.

Tabla 19. Cuadro resumen decantador primario

<i>CARACTERÍSTICA</i>	<i>DIMENSIÓN</i>
Nº de unidades	2
Caudal máximo	375 m ³ /h.
Tiempo de detención	1,77 horas
Carga superficial	49,6 m ³ /m ² ·día
Carga sobre vertedero	130,20 m ³ /m·día
Superficie útil	95 m ²
Volumen útil	332,5 m ³
Altura media efectiva (profundidad)	3,5 m.
Diámetro	11m.
Pendiente en la solera	80 mm/m

6.3.4. TRATAMIENTO SECUNDARIO

Como se comentó en apartados anteriores, tras estudiar las distintas posibilidades, se llegó a la conclusión de que un reactor UASB constituye un tratamiento óptimo, dadas las características del agua a tratar y el aprovechamiento energético que su utilización supone, así como el aprovechamiento de nutrientes para la utilización en regadío agrícola.

Debido a que los tiempos de arranque de los reactores son elevados y la DBO de entrada en el reactor no es elevada, se ha decidido instalar un solo reactor que trate el agua procedente de los dos decantadores primarios.

En la figura 14 se expone un esquema gráfico donde se sintetiza el tratamiento secundario a seguir y las variables que lo controlan.

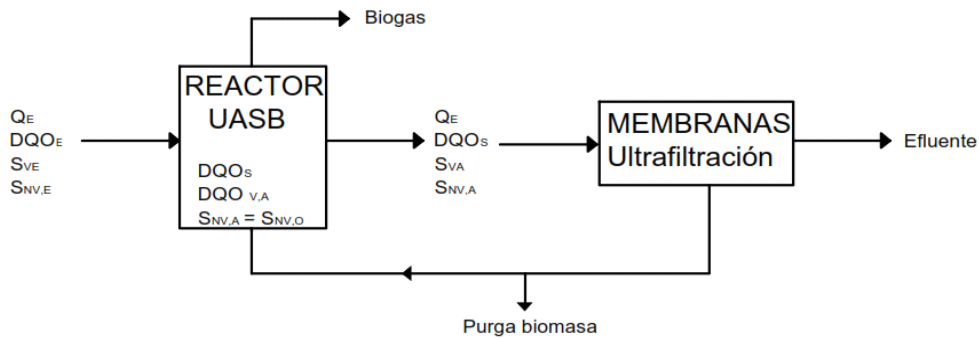


Figura 14. Esquema gráfico tratamiento secundario

En la tabla 20 se muestra un cuadro resumen con las características del reactor UASB.

Tabla 20. Cuadro resumen reactor UASB

<i>CARACTERÍSTICA</i>	<i>DIMENSIÓN</i>
Nº de unidades	1
Caudal máximo	375 m ³ /h.
Tiempo de residencia	10 horas
Carga sobre vertedero	75,63 m ³ /m·día
Volumen útil	4046 m ³
Altura media efectiva	7 m.
Ancho	17 m
Largo	34m.
Concentración de biomasa en el reactor	7,78 SSV/ m ³
Tubos de distribución	198
Producción de metano	2.136,66 m ³ CH ₄ /día

A la salida del reactor biológico el agua a tratar es conducida por gravedad mediante el canal de salida hasta el canal de entrada del tanque de membranas.

Entre las posibles opciones existentes en el mercado para este tipo de tratamiento y teniendo en cuenta las características del agua a tratar, se decide utilizar ultrafiltración a través membranas de fibra hueca reforzada, Zeeweed 500 module, con tamaño de poro de 0,04 µm y un caudal de filtrado de 15 l/m²h.

Se instalarán 14 casetes de 64 módulos

Dimensiones del tanque de membranas:

Alto	3 metros
Ancho	4 metros
Largo	15,5 metros

Para poder realizar un lavado intensivo a las membranas una vez al mes, se instalarán dos tanques, de modo que siempre que uno de ellos esté en funcionamiento, el otro estará en limpieza. Para simplificar los diagramas, en todos ellos aparece solamente un tanque.

6.3.5. TRATAMIENTO DE FANGOS

Los fangos procedentes de la decantación primaria y los retenidos en la membrana son mezclados y espesados en una centrífuga y de ahí conducidos al digestor anaerobio donde serán estabilizados, para posteriormente deshidratarlos en unos los filtros banda.

7. EQUIPO

7.1. LISTA DE EQUIPO

A continuación se presenta una lista de todos los equipos que intervienen en el proceso de depuración, con sus datos más representativos.

Tabla 22. Lista de equipos

LISTA DE EQUIPOS

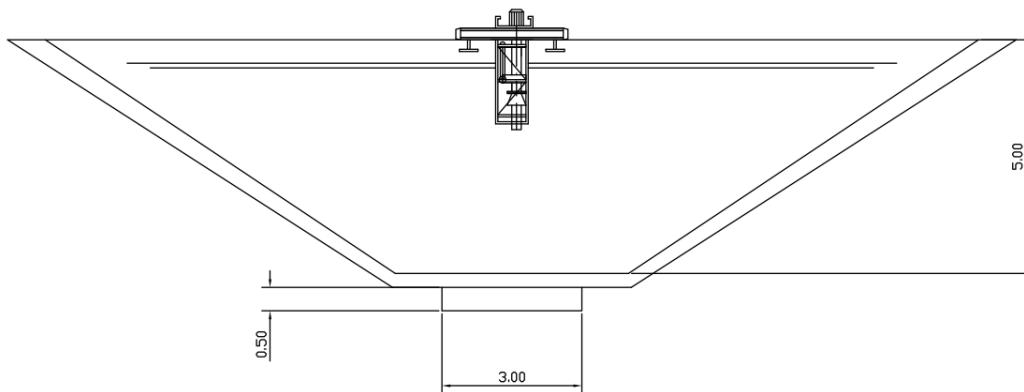
REFERENCIA	CANTIDAD	DESCRIPCIÓN
TK-101	1	Tanque de homogeneización
RO-101	1	Reja de gruesos
RO-102	1	Reja de finos
TK-102	1	Desarenador-Desngasador
C-101	1	Compresor
P-101	1	Bomba de impulsión del desarenador a arqueta de reparto
FS-101	1	Rasqueta de superficie
P-102	1	Bomba extracción de arena
D-101	2	Decantador primario
P-202	1	Bomba de impulsión decantador a centrifuga
R-201	1	Reactor UASB
P-201	1	Bomba impulsión membranas
F-201	1	Membranas ultrafiltración
C-201	1	Compresor
P-203	1	Bomba recirculación de membranas a UASB
P-301	1	Bomba centrifuga
P-302	1	Bomba impulsión centrifuga a tanque digestión
TK-301	1	Tanque digestión
R-301	1	Digestor anaerobio
F-301	1	Filtros prensa

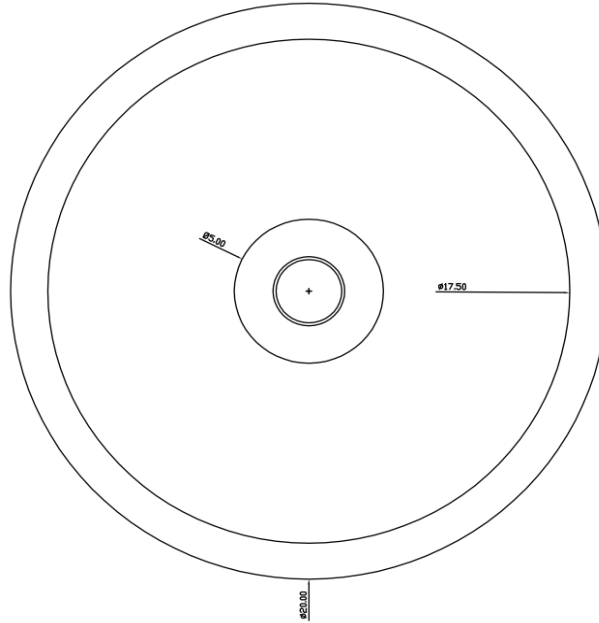
7.2. HOJAS DE ESPECIFICACIONES

Seguidamente se recogen las diferentes hojas de especificación ordenadas por secuencia de operación.

7.2.1. TANQUE DE HOMOGENEIZACIÓN

Identificador: TK-101	Cantidad: 1
Descripción: Tanque de Homogeneización.	
Función: homogeneizar el flujo entrante, tanto en caudal como en composición.	
Fluido: Agua Residual	
Volumen(m³): 1.800	Sección: Circular Diámetro(m): 35 Altura (m): 5
Presión (atm)	1
Temperatura (°C)	22
Material: Hormigón	





7.2.2. REJAS

Identificador: RO-101	Cantidad: 1	CARACTERISITICAS
Descripción: Canal de desbaste compuesto de reja de gruesos y reja de finos.		
Función: retener sólidos voluminosos.		
Fluido: Agua Residual		
Superficie(m²): 0,1042	Sección: Rectangular	
	Anchura(m): 0,7	
	Altura (m): 0,77	
Pendiente (m/m): 0,005		
Velocidad (m/s)	Mínima: 1,00	
	Máxima: 2,50	
Radio hidráulico(m): 0,11		
Presión (atm)	1	
Temperatura (°C)	22	
Material: Canal: Hormigón		
Rejas: Acero galvanizado		

REJA DE GRUESOS:

N° de barras: 11
 Separación entre barrotes: 50 mm
 Espesor de las barras: 10 mm

REJA DE FINOS:

N° de barras: 36
 Separación entre barrotes: 10 mm
 Espesor de las barras: 6 mm

7.2.3. DESARENADOR-DESENGRASADOR

Identificador: TK-102		Cantidad: 1	
Descripción: Desarenador-Desengrasador			
Función: eliminar las partículas de arena retenidas en un tamiz de malla (0,21 mm.), aceites y grasas, así como las partículas de tamaño superior a 200 micras.			
Fluido: Agua Residual			
Volumen(m³): 93,78	Sección: Rectangular	Ancho (m): 4	
	Largo(m): 13,5	Profundidad (m): 2	
TRH: 15 minutos			
Necesidades de aireación: 243 m ³ /h		Extracción de arena: 3,75 m ³ /día	
Presión (atm)	1		Temperatura (°C): 22
Material: Hormigón			

7.2.4. COMPRESOR

Identificador: C-101	Cantidad: 1
Descripción: Compresor	
Función: inyectar aire en la parte inferior del desarenador-desengrasador para facilitar la flotación de aceites y grasas.	
Fluido: Aire	
Caudal: 243 m ³ /h	
Equipado con tres aireadores sumergibles de 1,5 kW de potencia unitaria	

7.2.5. BOMBA IMPULSIÓN DEL DESARENADOR A ARQUETA DE REPARTO

Identificador: P-101	Cantidad: 1
Descripción: Bomba impulsión	
Función: impulsar agua desde el desarenador-desengrasador a la arqueta de reparto	
Fluido: Agua residual	
Caudal: 0,10 m ³ /s	
Presión: 8,205 m.c.a	
Potencia: 14,03 kW	

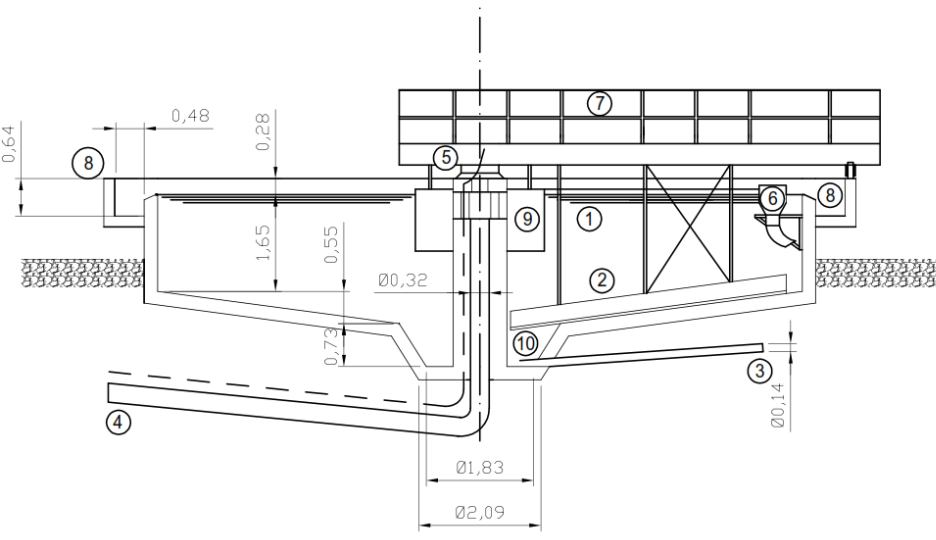
7.2.6. RASQUETA DE SUPERFICIE

Identificador: FS-101	Cantidad: 1
Descripción: Rasqueta de superficie	
Función: extracción de grasas	
Fluido: Agua residual	
Caudal: 5 m ³ /h	
<p>Las grasas pasan desde el canal de recogida hasta un pozo desde el que se bombean al desnatador. En el desnatador se desprenden de su contenido en agua y se envían a un vertedero.</p> <p>Se instalará un equipo concentrador de grasas capaz de asimilar un caudal de 5 m³/h.</p> <p>Para el bombeo de grasas al desnatador, se colocará una bomba sumergible de 3 m³/h. En el pozo de bombeo de grasas se instalará un agitador sumergible de 0,75 kW para evitar la separación del agua y las grasas.</p>	

7.2.7. BOMBA EXTRACCIÓN DE ARENA

Identificador: P-102	Cantidad: 1
Descripción: Bomba de extracción de arena	
Función: extraer arena del agua residual	
Fluido: Agua residual	
Caudal: 3,75 m ³ /h	
Equipado con tres aireadores sumergibles de 1,5 kW de potencia unitaria	

7.2.8. DECANTADOR PRIMARIO

Identificador: D-102	Cantidad: 2	
Descripción: Decantador primario		
Función: eliminar los sólidos sedimentables y las materias flotantes		
Fluido: Agua Residual		
Volumen (m³): 332,5	Sección: Circular	Profundidad (m): 3,5
Superficie (m²): 95	Diámetro (m): 11	Pendiente en la solera (mm/m): 80
TRH: 1,77 horas		
Carga superficial (m³/m²·día): 49,6	Carga sobre vertedero (m³/m²·día): 130,20	
Presión (atm)	1	Temperatura (°C): 22
Material: Hormigón		
		
<ul style="list-style-type: none"> 1 Rasqueta de superficie 2 Rasqueta de fondo 3 Salida de fangos DN- 150mm 4 Entrada agua DN- 350 mm 5 Motorreductor 6 Salida de flotantes 7 Puente radial 8 Vertedero efluente 9 Campana defelctora 10 Poceta de fangos 		

7.2.9. BOMBA DE IMPULSIÓN DEL DECANTADOR A CENTRIFUGA

Identificador: P-202	Cantidad: 1
Descripción: Bomba impulsión	
Función: impulsar agua desde el decantador a la bomba centrífuga	
Fluido: Agua residual	
Caudal: 0,003 m ³ /s	
Presión: 4,41 m.c.a	
Potencia: 0,75 kW	

7.2.10. REACTOR UASB

Identificador: R-201	Cantidad: 1			
Descripción: Reactor UASB				
Función: eliminar la materia orgánica, disuelta y en suspensión, convirtiéndola en biomasa y en otros productos				
Fluido: Agua Residual				
Volumen (m³): 4046	Sección: Rectangular	Altura (m): 7		
		Ancho (m): 17		
Superficie (m²): 540		Largo (m): 34		
TRH: 10 horas				
Carga orgánica volumétrica: 1,56 kg DQO/m ³ d				
Carga hidráulica volumétrica: 2,4 m ³ /m ³ d				
Carga biológica: 7,78 kg SSV/m ³				
Carga sobre vertedero (m³/m-día): 75,63				
Distribución del efluente	Diámetro 100mm.			
<u>Tubos de distribución.</u>	Velocidad < 0.2 m/s			
	Superficie unitaria: 17x34 m			
	Nº de filas 22			
	Nº de difusores por fila 9			
	Nº difusores por reactor 198			
Campanas: 2 filas	Fila Inferior		Fila Superior	
	Nº de campanas: 5		Nº de campanas: 6	
	Wa: 1,88	Wb: 3,2	Wa: 0,96	Wb: 3,74
	WB: 5,08	h: 1,5	WB: 4,54	h: 1,75
	$\Delta h_{0,1}$	Ws4,83	$\Delta h_{0,12}$	Ws4,29
	Wt0,25	Ángulo45°	Wt0,25	Ángulo45°
Producción de metano (m³/día): 2.136,66				
Presión (atm)	1		Temperatura (°C): 22	
Material: Hormigón				

7.2.11. BOMBA IMPULSIÓN MEMBRANAS

Identificador: P-201	Cantidad: 1
Descripción: Bomba impulsión	
Función: impulsar agua para su paso a través de las membranas de ultrafiltración	
Fluido: Agua residual	
Caudal: 0,10 m ³ /s	
Presión: 12,465 m.c.a	
Potencia: 21,78 kW	

7.2.12. MEMBRANAS ULTRAFILTACION

Identificador: F-201	Cantidad: 1
Descripción: Membranas ultrafiltración	
Función: eliminar partículas de tamaño de poro superior a 0,04 µm	
Fluido: Agua residual	
Superficie de filtrado (m²): 25000	14 Cassettes de 64 módulos
Área nominal de membrana: 31,5 m ² por módulo	
Tanque de membranas:	Alto (m): 3
	Ancho (m): 4
	Largo (m): 15,5
Ciclos de filtrado	Filtrado: 8 minutos
	Contralavado: 30 segundos
	Relajación: 5 segundos
Presión (atm): 1	Temperatura (°C): 22

7.2.13. COMPRESOR

Identificador: C-201	Cantidad: 1
Descripción: Compresor	
Función: inyectar aire en las membranas	
Fluido: Aire	
Caudal: 312,50 m ³ /día	

7.2.14. BOMBA RECIRCULACION MEMBRANAS A UASB

Identificador: P-203	Cantidad: 1
Descripción: Bomba recirculación	
Función: recircular agua procedente de las membranas hacia el reactor UASB	
Fluido: Agua	
Caudal: $8,82 \cdot 10^{-4}$ m ³ /h	
Altura geométrica: 0,08 m	

7.2.15. BOMBA CENTRIFUGA

Identificador: P-301	Cantidad: 1
Descripción: Bomba centrífuga	
Función: eliminar agua de los fangos	
Fluido: Fangos	
Caudal: 13,27 m ³ /h	
Altura geométrica: 6,5 m	

7.2.16. BOMBA IMPULSIÓN CENTRIFUGA A TANQUE DIGESTIÓN

Identificador: P-302	Cantidad: 1
Descripción: Bomba impulsión	
Función: impulsar agua desde la centrífuga hasta el tanque de digestión	
Fluido: Agua residual	
Caudal: 0,003 m ³ /s	
Presión: 9,83 m.c.a	
Potencia: 5,20 kW	

8. IMPACTO AMBIENTAL

El medio ambiente es el entorno vital, es decir, el conjunto de factores físicos, naturales, estéticos, culturales, sociales y económicos que interaccionan con el individuo y con la comunidad en que vive. El concepto de medio ambiente implica directa e indirectamente al ser humano, ya que se concibe no sólo como aquello que lo rodea en el ámbito espacial, sino que además incluye el factor tiempo, es decir, el uso que de ese espacio hace la humanidad referido a la herencia cultural e histórica.

En España, como en el resto del mundo, los problemas ambientales se han agravado en los últimos veinte años, ya que el crecimiento económico producido en dicho período no ha tenido en cuenta de forma adecuada la protección del medio ambiente.

Para conseguir un desarrollo sostenible y equilibrado, compatible con la conservación de nuestro medio natural es preciso aplicar un conjunto de principios básicos que informan la gestión en materia de protección de medio ambiente. De ellos, destacan el principio de prevención y el de la corrección de la contaminación o deterioros causados.

Intentando avanzar en la problemática de la protección medioambiental, nacen las leyes que obligan a realizar los denominados estudios de evaluación de impacto ambientales.

Las evaluaciones de impacto ambiental constituyen una técnica generalizada en todos los países industrializados, recomendada de forma especial por los organismos internacionales y singularmente por la CEE que, reiteradamente, a través de los programas de acción, la ha reconocido como el instrumento más adecuado para la preservación de los recursos naturales y la defensa del medio ambiente, hasta el extremo de dotarla, en el último de los citados, de una regulación específica, la Directiva 2011/92/UE del Parlamento Europeo y del

Consejo, de 13 de diciembre de 2011, relativa a la evaluación de las repercusiones de determinados proyectos públicos y privados sobre el medio ambiente.

8.1. OBJETO DEL ESTUDIO

La construcción de las obras comporta distintas afecciones medioambientales. Con el fin de garantizar la calidad del entorno durante las obras, resulta necesario determinar las directrices ambientales en lo referente a la construcción de dichas infraestructuras, así como a las instalaciones auxiliares necesarias para su realización.

En general, se aplica el concepto de impacto ambiental a un estudio encaminado a identificar, prever e interpretar, así como adelantar las consecuencias o efectos ambientales que determinadas acciones, planes, programas o proyectos puedan causar a la salud y bienestar humano y al entorno.

Existen tres niveles generales de estudios de impacto ambiental:

- Estudios de impacto ambiental dirigidos a la localización óptima (planificación física).
- Estudios de impacto ambiental dirigidos a la evaluación de localizaciones prefijadas o exigidas.
- Estudios de impacto ambiental dirigidos al análisis, en el caso de localización ya escogida.

En este caso se considera el nivel 3º, ya que la localización de las obras está perfectamente definida.

Este estudio tiene por objeto evaluar someramente la incidencia esperada por la ejecución de las obras del Proyecto, tanto en la fase de construcción como

en la fase de explotación. Asimismo, intenta proponer todas aquellas medidas correctoras que fuesen oportunas y valorar el coste de implantación de las mismas.

La finalidad de este estudio se resume básicamente en los aspectos que se indican a continuación:

- Identificar y valorar los impactos que se puedan producir por la construcción de la estación depuradora.
- Señalar las posibles medidas correctoras para reducir o compensar las alteraciones negativas que las obras incluidas en el Proyecto puedan ocasionar sobre el entorno, procurando integrarlo en el mismo.
- Establecer un programa de Vigilancia Ambiental que permita averiguar el cumplimiento de las medidas correctoras y efectuar un seguimiento de las prevenciones realizadas.

8.2. IDENTIFICACION DE LOS IMPACTOS

8.2.1. ANÁLISIS AMBIENTAL

La identificación de impactos se lleva a cabo a partir del análisis temporal de las actividades y la vulnerabilidad del territorio, tanto de las obras de construcción como las instalaciones auxiliares y temporales.

Se realizará previamente un análisis de las acciones del proyecto susceptibles de provocar alteraciones, y se relacionarán aquellos elementos del medio receptor sobre los que recae cada uno de los impactos detectados.

Una vez que hayan sido localizados los impactos, se procederá a describir y valorar cualitativamente las distintas alteraciones en función de la magnitud, y se

procederá a proponer la aplicación de determinadas medidas de actuación, cuya consideración debe ser simultánea a la ejecución de las obras, y cuyo objeto es el de corregir o minimizar en lo posible la magnitud de la alteración.

De cada una de las diferentes etapas desde la construcción de la E.D.A.R. hasta su posterior y definitiva explotación, la fase de construcción de la misma, es sin duda la más crítica desde el punto de vista de este Estudio de Impacto Ambiental.

En este estudio se indican básicamente los impactos negativos, así como las medidas correctoras adoptadas. Pero esta obra contiene en sí misma un impacto positivo de gran alcance, regar el campo de golf con agua depurada.

8.2.2. IMPACTO DE CARÁCTER GENERAL

Los impactos de carácter general se derivan de actividades que se realizarán durante todas las obras hasta su estabilización.

Se producen por:

- Desestabilización de superficies a partir del momento del desbroce hasta su estabilización definitiva, ya sea por pavimentación o revegetación.
- Movimiento de la maquinaria adscrita a la obra.

Dando lugar a impactos vigentes durante toda la obra:

- *Calidad del aire.*
 - Aumento de inmisión de partículas contaminantes.

- *Calidad de las aguas.*
 - Turbidez por aumento de sólidos en suspensión por arrastre de las aguas de escorrentía superficial.
 - Operaciones de repostaje de maquinaria, provocando contaminación directa de aguas superficiales o indirecta de aguas subterráneas.

- *Cauces.*
 - Colmatación de cauces por sedimentación de sólidos movilizados arrastrados por la escorrentía superficial.
 - Desestabilización por erosión de cauces naturales debido al aumento de la escorrentía superficial y caudales a evacuar.

- *Interacción con el entorno de la obra.*
 - Incorporación de vehículos lentos a la vía pública.

- *Ruido.*
 - Aumento de los niveles por incremento de vehículos pesados o por la actividad interior de la obra.

8.2.3. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTO EN LA FASE DE CONSTRUCCIÓN

A continuación, se van a describir todas aquellas operaciones derivadas de la construcción de las distintas instalaciones que compondrán la E.D.A.R. proyectada, donde se produce la mayor capacidad potencial de generar impacto sobre su entorno:

8.2.3.1. Necesidades de suelo

El Proyecto exige ocupar una cierta superficie de terreno para la construcción de los distintos depósitos e instalaciones. Este impacto ha de considerarse moderadamente intenso, pero un estudiado diseño de la estación depuradora permitirá no interferir demasiado en el entorno.

En la elección de la situación, se ha tenido en cuenta este aspecto, habiéndose buscado en todo momento el producir el menor impacto posible.

8.2.3.2. Adecuación de la parcela

La ocupación de nuevos terrenos, su adecuación y explanación requiere la eliminación de la vegetación. No obstante, este impacto es compensable mediante el correspondiente tratamiento paisajístico del entorno mediante siembras y plantaciones, que integran el Proyecto en el paisaje circundante. Este aspecto se tratará más adelante dentro del apartado de las Medidas Correctoras.

8.2.3.3. Movimiento de tierras

- *Excavaciones y rellenos.*

Durante la ejecución de las obras se realizan unas excavaciones que, si bien no son excesivamente significativas en volumen, originan un movimiento de tierras que puede producir contaminación en el aire por polvo; los impactos de esta situación afectan por un lado al impacto visual de la zona en la que están realizándose las obras y, por otro lado, a la contaminación del aire que se produce por el desplazamiento de las masas de aire de la zona en obra.

- *Explotación de préstamos y vertederos.*

La maquinaria de movimiento de tierras tiene la necesidad de comunicarse

con acopios o vertederos externos, por lo que precisa de unos desplazamientos de transporte que pueden afectar a los viales próximos por la tierra que arrastran y que depositan en el exterior.

La realización de estas obras también supone un incremento de tráfico pesado en la zona, ya que se requiere acopiar materiales para la realización de las obras viales, y también para el traslado de los equipos necesarios para las funciones del proceso de depuración.

8.2.3.4. Movimiento de maquinaria

Tanto el tráfico de maquinaria, como el transporte de tierras y de otros materiales de construcción, pueden incidir negativamente sobre el entorno natural y social.

8.2.3.5. Firmes y pavimentos

El impacto se reduce a la distribución de materiales a las zonas de pavimentación.

8.2.3.6. Estructuras y edificación

El impacto se reduce a la distribución de materiales a las zonas de construcción y son los siguientes:

- Acceso de la maquinaria.
- Puesta en obra del hormigón. La puesta en obra de hormigón conlleva sistemáticamente vertidos incontrolados, derivados de la limpieza de cubas en las inmediaciones de las estructuras o caminos de acceso.

8.2.3.7. Instalaciones auxiliares

Se incluyen dentro de este apartado aquellas áreas destinadas a almacén del material necesario para la construcción, cobertizos y parque de maquinaria, así como cualquier otro elemento no permanente utilizado en la construcción.

8.2.3.8. Necesidades de mano de obra

Es previsible que la necesidad de contratación de trabajadores/as para la construcción de las obras introduzca cambios en los sectores económicos y en el mercado de trabajo de la población. Estos cambios se pueden considerar que resultan favorables.

8.2.4. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTO EN LA FASE DE EXPLOTACIÓN

La fase de explotación de la planta depuradora es el período que transcurre desde la puesta en funcionamiento de la construcción hasta su abandono.

El impacto de la explotación son los que tienen carácter permanente y son consecuencia de la instalación proyectada.

8.2.4.1. Mantenimiento

Comprende todas aquellas operaciones destinadas a mantener la instalación en condiciones óptimas. El personal de mantenimiento tendrá su base de operaciones en un centro de mantenimiento situado en el área geográfica próxima a las instalaciones a supervisar, de manera que el tiempo de intervención en caso de avería, sea el mínimo.

8.2.4.2. Ruidos

Los procesos que generan mayor nivel de ruido son los que tienen que ver con la utilización de compresores en los tanques de membranas.

Se ha cuidado que todos los edificios industriales incorporen unos cierres, tales que se limiten los ruidos al exterior a 55 dB.

8.2.4.3. Olores

Una estación depuradora funcionando adecuadamente no produce olores, o son imperceptibles. Si los produjeran, por circunstancias anómalas en la explotación, debe corregirse inmediatamente para evitar molestias en la población.

8.2.4.4. Paisaje

Se entiende por impacto al paisaje, además de los producidos durante la construcción, los producidos por el diseño de las edificaciones de la estación depuradora y la revegetación efectuada.

La revegetación se realiza mediante el empleo de especies autóctonas, lo que disminuye el impacto visual y facilita su desarrollo.

Otra serie de medidas muy importantes para la adecuación ambiental de la planta son las tomadas para reducir los impactos visuales, que consisten en una buena ordenación de los elementos que constituyen la planta, para integrarla en el entorno con un diseño racional.

8.2.4.5. Aceptación social

La aptitud de la población ante la instalación de un elemento discordante en

su medio visual es, por lo general, desfavorable. Pero en esta ocasión, al tratarse de reutilizar las aguas residuales urbanas, hecho que nos beneficia a todos, y que ha preocupado a la isla durante tantos años, hace que la aceptación sea bastante positiva, ya que aporta una mejora al impacto visual de otras zonas.

8.3. DESCRIPCIÓN Y VALORACIÓN DE LOS IMPACTOS

Para llevar a cabo la identificación, análisis y valoración de los impactos producidos por la construcción y explotación de la planta depuradora objeto de este proyecto, se ha considerado la relación de factores ambientales que pueden verse afectados y el conjunto de acciones susceptibles de provocar efecto sobre ellos.

El criterio seguido para llevar a cabo la identificación de los impactos ha sido el de considerar a partir del análisis del proyecto y del estudio del entorno en el que se sitúa, las posibles relaciones causa-efecto.

Las valoraciones tienen por objeto caracterizar el tipo de alteración, su dimensión y probabilidad, lo que permite identificar las causas que producen el impacto y establecer las medidas más adecuadas para prevenirlo o corregirlo.

Se ha referido la valoración de los impactos en la escala siguiente: Muy bajo, Bajo, Medio, Alto, Muy Alto.

Clasificación de los impactos negativos: No significativo, Compatible, Moderado, Severo y Crítico.

- *Impacto ambiental compatible.* Aquel cuya recuperación es

inmediata tras el cese de la actividad, y no precisa prácticas protectoras o correctoras.

- *Impacto ambiental moderado.* Aquel cuya recuperación no precisa prácticas protectoras o correctoras intensivas, y en el que la consecución de las condiciones ambientales iniciales requiere cierto tiempo.

- *Impacto ambiental severo.* Aquel en el que la recuperación de las condiciones del medio exige la adecuación de medidas protectoras o correctoras, y en el que, aun con esas medidas, aquella recuperación precisa un período de tiempo dilatado.

- *Impacto ambiental crítico.* Aquel cuya magnitud es superior al umbral aceptable. Con él se produce una pérdida permanente de la calidad de las condiciones ambientales, sin posible recuperación, incluso con la adopción de medidas correctoras.

En los impactos positivos se indica la siguiente equivalencia: No significativo, Positivo, Muy positivo, Óptimo e Inmejorable.

Para cada uno de los impactos, tanto positivos como negativos se identifican los aspectos que se indican a continuación:

- **Signo.** Corresponde al carácter beneficioso (+) o perjudicial (-) de cada una de las distintas acciones sobre los factores.

Efecto positivo. Aquel admitido como tal, tanto por la comunidad técnica y científica como por la población en general, en el contexto de un análisis completo de los costes y beneficios genéricos y de las externalidades de la actuación contemplada.

Efecto negativo. Aquel que se traduce en pérdida de valor

naturalístico, estético-cultural, paisajístico, de productividad ecológica, o en aumento de los perjuicios derivados de la contaminación, de la erosión o colmatación y demás riesgos ambientales en discordancia con la estructura ecológico-geográfica, el carácter y la personalidad de una localidad determinada.

- **Intensidad.** Se refiere al grado de incidencia de las acciones sobre el factor en el ámbito específico sobre el que actúa (baja, media o alta).

Efecto notable. Aquel que se manifiesta como una modificación del medio ambiente, de los recursos naturales, o de sus procesos fundamentales de funcionamiento, que produzca o pueda producir en el futuro repercusiones apreciables en los mismos; se excluyen por tanto los efectos mínimos.

Efecto mínimo. Aquel que puede demostrarse que no es notable.

- **Momento.** Tiempo que transcurre entre la aparición de la acción y la de su efecto sobre el factor correspondiente (largo, medio o corto plazo).

Corto plazo. Aparece inmediatamente o dentro de los seis meses posteriores a la construcción.

Medio plazo. Aparece entre 6 meses y cinco años después de la construcción.

Largo plazo. Se manifiesta 5 o más años después de la construcción

- **Persistencia.** El tiempo que supuestamente permanecería el efecto, a partir de la aparición de la acción en cuestión (permanente o temporal).

Efecto permanente. Aquel que supone una alteración indefinida en

el tiempo de factores de acción predominante en la estructura o en la función de los sistemas de relaciones ecológicas o ambientales presentes en el lugar.

Efecto temporal. Aquel que supone alteración no permanente en el tiempo, con un plazo temporal de manifestación que puede estimarse o desestimarse.

- **Reversibilidad.** Posibilidad de reconstruir las condiciones iniciales una vez que se haya producido el efecto (reversible o irreversible).

Efecto reversible. Aquel en el que la alteración que supone puede ser asimilada por el entorno de forma medible, a medio plazo, debido al funcionamiento de los procesos naturales de la sucesión ecológica, y de los mecanismos de autodepuración del medio.

Efecto irreversible. Aquel que supone la imposibilidad, o la "dificultad extrema", de retomar a la situación anterior a la acción que lo produce.

- **Evolución.** Grado de incidencia del impacto.

Efecto simple. Aquel que se manifieste sobre un solo componente ambiental, o cuyo modelo de acción es individualizado, sin consecuencias en la inducción de nuevos efectos, ni en la de su acumulación, ni en la de su siderurgia.

Efecto acumulativo. Aquel que al prolongarse en el tiempo la acción del agente inductor, incrementa progresivamente su gravedad, al carecerse de mecanismos de eliminación con efectividad temporal similar a la del incremento del agente causante del daño.

Efecto sinérgico. Aquel que se produce cuando el efecto conjunto de la presencia simultánea de varios agentes supone una incidencia

ambiental mayor que el efecto suma de las incidencias individuales contempladas aisladamente.

Asimismo, se incluye en este tipo aquel efecto cuyo modo de acción induce en el tiempo la aparición de otros nuevos.

- **Recuperabilidad.** Capacidad de eliminar o restaurar la alteración mediante la aplicación de medidas correctoras o de forma natural (recuperable o irre recuperable).

Efecto recuperable. Aquel en que la alteración que supone puede eliminarse, bien por la acción natural, bien por la acción humana, y, asimismo, aquel en que la alteración que supone puede ser reemplazable.

Efecto irre recuperable. Aquel en que la alteración o pérdida que supone es imposible de reparar o restaurar, tanto por la acción natural como por la humana.

- **Origen.** Define el carácter de incidencia inmediata (directo) o respecto a la interdependencia en algún aspecto ambiental (indirecto).

Efecto directo. Aquel que tiene una incidencia inmediata en algún aspecto ambiental.

Efecto indirecto o secundario. Aquel que supone incidencia inmediata respecto a la interdependencia, o, en general, respecto a la relación de un sector ambiental con otro.

A continuación se detallan las acciones del proyecto que potencialmente van a producir impactos sobre los distintos factores del medio. Estas acciones se dividen teniendo en cuenta la fase del proyecto donde se realicen.

Los factores que van a verse afectados por las acciones expuestas, durante la fase de construcción y posterior fase de explotación, son los que se indican seguidamente:

MEDIO FÍSICO

- Atmósfera: calidad del aire, clima.
- Geología y geomorfología: relieve.
- Aguas superficiales: calidad de las aguas, régimen hídrico.
- Suelo: soporte físico, contaminación, erosión.

MEDIO BIOLÓGICO

- Vegetación: formaciones vegetales.
- Fauna: hábitats faunísticos, poblaciones animales.

PAISAJE

- Unidades de paisaje: calidad paisajística, fragilidad paisajística.

MEDIO SOCIOECONÓMICO

- Población: aceptación social, salud, modo de vida, empleo.
- Usos del suelo: uso productivo (agrícola, ganadero, etc.), conservación (zonas naturales o de interés), viario rural (vías pecuarias).

PATRIMONIO CULTURAL

- Elementos históricos-artísticos.

8.3.1. IMPACTO SOBRE EL MEDIO FÍSICO

8.3.1.1. Impacto sobre la atmósfera

El impacto sobre la atmósfera se debe a alteraciones producidas sobre la calidad del aire y en variaciones climatológicas. No obstante, esta obra no genera ningún tipo de alteración en el clima.

- *Calidad del aire (fase de construcción)*

El impacto sobre la calidad del aire se traduce en alteraciones de los niveles acústicos, así como de los niveles de contaminantes (partículas y gases). Durante la fase de construcción las acciones que suponen una modificación de la calidad del aire son las siguientes.

- Movimientos de tierras.
- Circulación de maquinaria.

La actividad de la maquinaria pesada (camiones, excavadoras, tractores, etc.) tiene lugar como consecuencia del aumento de la contaminación acústica, por lo que su intensidad va a depender fundamentalmente del momento de mayor actividad (horas diurnas de los días laborales).

Este aumento se traduce en molestias a la población más cercana, la fauna terrestre y la fauna, principalmente en época reproductora.

Asimismo, el tráfico de maquinaria provoca un incremento de la emisión de gases, ocasionando un aumento de la contaminación del aire que puede provocar molestias leves a la población y a la fauna situada en las proximidades de las zonas de las obras.

El movimiento de maquinaria pesada, así como los movimientos de tierra necesarios, llevan consigo un incremento de las partículas en suspensión.

Este efecto se reduce por el relieve de la zona que no ofrece obstáculos a la libre circulación del aire que arrastra lejos esta contaminación.

Por tanto, el efecto sobre la calidad del aire es: *Negativo, intensidad media, a corto plazo, temporal, reversible, directo, acumulativo y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tiene lugar durante esta fase se considera **Bajo o Compatible.**

- *Calidad del aire (fase de explotación)*

Durante esta fase no se identifica ningún impacto, con excepción del que se pueda producir mientras se lleven a cabo las actuaciones de mantenimiento (remoción de tierras, circulación de vehículos, etc.).

Obviamente, el tránsito de este tipo de vehículos es muy puntual, por lo que la intensidad del efecto será *baja*.

Según lo expuesto, durante esta fase el impacto se considerará como un impacto **Muy Bajo o No significativo.**

8.3.1.2. Impacto sobre la geología y geomorfología

Como consecuencia de las obras, las alteraciones que se producirán pueden incidir en la geomorfología de la zona provocando alteraciones del relieve original.

- *Alteraciones del relieve (fase de construcción)*

Las acciones que dan lugar a impacto sobre la geología de la zona de estudio se reducen a movimientos de tierra.

Otros impactos que se pueden producir como consecuencia del movimiento de tierra son la pérdida de unidades geológicas sobresalientes y las alteraciones del relieve original en lugares escarpados por la necesidad de efectuar voladuras.

No obstante, en este ámbito de estudio no existen unidades geológicas destacadas.

La excavación de los depósitos, los edificios, el camino de servicio y las obras anejas, pueden producir cierta inestabilidad que a su vez pueden provocar deslizamientos y movimientos generalizados, modificando levemente la morfología actual.

Por tanto, el efecto sobre la geología y la geomorfología es: *Negativa, intensidad baja, a corto plazo, permanente, irreversible, directo, simple y recuperable (disposición de taludes).*

El impacto producido se considera **Bajo o Compatible.**

- *Alteraciones del relieve (fase de explotación)*

En esta fase las actividades que tienen lugar no producen ningún impacto sobre la geología y geomorfología del ámbito de estudio.

8.3.1.3. Impacto sobre las aguas superficiales

Debido a la ejecución de las obras de la estación depuradora, se va a producir un impacto sobre la calidad de las aguas superficiales, tanto en fase de construcción como en la de explotación.

- *Alteración de la calidad del agua (fase de construcción)*

Las acciones que van a alterar la calidad de la hidrología superficial son las que se indican a continuación: circulación de maquinaria, movimientos de tierra y la presencia de instalaciones auxiliares.

La calidad del agua se va a ver afectada por un incremento de sólidos disueltos y en suspensión. El arrastre de todas estas sustancias por las aguas de escorrentía va a parar a los distintos cursos fluviales ocasionando una pérdida de calidad hídrica.

Asimismo, los vertidos accidentales de grasas e hidrocarburos en las zonas de almacenamiento y maquinaria pesada también se verán arrastrados por las aguas de escorrentía y, por tanto, pueden dar lugar a una contaminación de las aguas.

Así, el efecto sobre la calidad de las aguas superficiales se considera: *Negativo, intensidad media, a corto plazo, temporal, reversible, directo, acumulativo y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Medio o Moderado.**

- *Alteración de la calidad del agua (fase de explotación)*

Durante la fase de explotación, el mantenimiento de los depósitos puede dar lugar a una pérdida de la calidad de las aguas como consecuencia del incremento de sólidos en suspensión y posibles vertidos.

Este mantenimiento de los depósitos y demás instalaciones se realizará periódicamente y, en muchos casos, tendrá lugar en caso de averías.

Por tanto, el efecto sobre la calidad de las aguas superficiales se considera durante esta fase de las obras: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, temporal, reversible, directo, simple y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase

se considera **Muy Bajo o No significativo**.

8.3.1.4. Impacto sobre el suelo

El principal impacto sobre el suelo se produce fundamentalmente por su destrucción, bien sea por ocupación de terrenos o por compactación, erosión y por contaminación debido a vertidos accidentales que puedan tener lugar.

Básicamente, todos los efectos o impactos que se pueden producir sobre el suelo en una obra de estas características, van a tener lugar durante la fase de construcción. A continuación, se va a ver el efecto sobre el suelo como soporte físico, sobre su erosión y sobre la contaminación del mismo.

- *Soporte físico (fase de construcción)*

Las acciones que van a producir un efecto sobre el suelo, entendiendo éste como soporte físico, son los movimientos de tierra y la circulación de la maquinaria.

Los movimientos de tierra realizados para la preparación y excavación de la zona de las obras suponen una alteración del suelo en gran magnitud, puesto que significa la pérdida definitiva del mismo.

Por otra parte, la circulación de maquinaria pesada durante esta fase, incide sobre la superficie del suelo compactándola, lo que da lugar a una alteración en la estructura del mismo y una modificación de la permeabilidad y aireación.

Por ello, el efecto que se produce sobre el suelo como soporte físico es: *Negativo, intensidad alta* (movimientos de tierra) *e intensidad media* (circulación de maquinaria), *a corto plazo, permanente, irreversible, directo, simple e irrecuperable*.

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Alto o Severo**.

- *Contaminación del suelo (fase de construcción)*

Otro de los impactos que se pueden producir durante la fase de construcción es la contaminación del suelo como consecuencia de la presencia de las instalaciones auxiliares necesarias para el desarrollo de la obra. La fuente de esta contaminación tiene su origen los vertidos que se pueden producir accidentalmente, así como en la acumulación de los materiales empleados.

En este caso, el efecto sobre la contaminación del suelo se considera: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, temporal, reversible, directo, acumulativo y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Bajo o Compatible**.

- *Erosión del suelo (fase de construcción)*

La erosión del suelo se produce fundamentalmente como consecuencia del despeje, desbroce y movimientos de tierra. Este despeje que se realiza sobre la superficie que se ve directamente afectada por la obra supone la desaparición de la vegetación, tanto en terrenos como en taludes, facilitando los correspondientes procesos de erosión.

Asimismo, los movimientos de tierra que son precisos para llevar a cabo la construcción de las obras, explanaciones del terreno, etc. aumentan este riesgo de erosión.

Por tanto, el efecto sobre la erosión del suelo es: *Negativo, intensidad*

media, a largo plazo, permanente, irreversible, directo (en el caso de movimientos de tierra), *indirecto* (en el caso de desbroce), *sinérgico y recuperable* (revegetación).

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Medio o Moderado**.

- *Contaminación del suelo (fase de explotación)*

La necesidad de realizar las operaciones de mantenimiento puede ocasionar vertidos accidentales que deriven en la posterior contaminación del suelo. Cabe añadir que estos potenciales vertidos son muy infrecuentes.

Por tanto, el impacto de la contaminación del suelo durante la fase de explotación es: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, temporal, reversible, directo, acumulativo y recuperable*.

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Muy Bajo o No Significativo**.

8.3.2. IMPACTO SOBRE EL MEDIO BIOLÓGICO

8.3.2.1. Impacto sobre la vegetación

El impacto generado por la construcción de las obras y su posterior explotación sobre este factor del medio biótico, pueden ser directas cuando se producen sobre la misma vegetación, o indirectos si tienen lugar a través de otros componentes del ecosistema tales como la atmósfera, aguas y suelo.

- *Destrucción de formaciones vegetales (fase de construcción)*

El principal impacto que se va a producir en esta fase es la eliminación de las formaciones vegetales afectadas, debido al desbroce y despeje que es necesario realizar como paso previo a la explanación del terreno. En el caso de desaparición de formaciones vegetales, la magnitud del impacto depende por un lado de las superficies ocupadas, y por otro lado del valor de las comunidades vegetales que van a ser alteradas.

Teniendo en cuenta que el terreno donde se va a ubicar la depuradora no contiene formaciones vegetales importantes, el efecto se considera: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, permanente, reversible, directo, simple y recuperable* (revegetación).

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Bajo o Compatible**.

- *Alteración de las especies vegetales (fase de construcción)*

La alteración es consecuencia de las siguientes acciones: movimiento de tierras y circulación de maquinaria. Estas acciones producirán durante la obra un efecto indirecto sobre las formaciones vegetales colindantes, que consistirá en la deposición sobre los mismos de partículas de polvo presentes en el aire.

Este último impacto, tiene una escasa magnitud en sí mismo. Por tanto, el efecto que supone la alteración sobre la vegetación colindante es: *Negativo, intensidad baja, a medio plazo, temporal, reversible, indirecto, acumulativo y recuperable*.

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Bajo o Compatible**.

- *Alteración de las especies vegetales (fase de explotación)*

Durante esta fase el único impacto que se producirá será el debido a las acciones de mantenimiento, lo que supondrá la deposición de partículas y gases en la vegetación adyacente, en bajas proporciones.

Por tanto, el efecto que supone la alteración de la vegetación durante esta fase es: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, temporal, reversible, directo, acumulativo y recuperable*.

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Muy Bajo o No significativo**.

8.3.2.2. Impacto sobre la fauna

La fauna existente está considerada como de cierto interés, con una valoración Baja. Únicamente se pueden producir ciertas alteraciones en el período de construcción aunque éstas son mínimas. Por ello, el efecto sobre la misma es: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, temporal* (durante el período de construcción), *reversible, directo, simple y recuperable*.

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Muy Bajo o No significativo**.

8.3.3. IMPACTO SOBRE EL PAISAJE

El impacto que corresponde a este apartado tiene su origen en las

alteraciones de los factores definidos con anterioridad: agua, suelo, vegetación y fauna.

- *Calidad paisajística (fase de construcción)*

Las principales acciones que alteran la calidad del paisaje son: desbroce y despeje del terreno, movimientos de tierra, circulación de maquinaria, instalaciones auxiliares y presencia de depósitos y edificios.

Como resultado del desbroce y movimientos de tierra, se va a crear una zona desprovista de vegetación. Asimismo, la maquinaria e instalaciones anejas a la obra provocan una disminución de la calidad paisajística debido a la presencia de elementos de carácter superficial.

Por tanto, el efecto que se va a producir sobre el efecto del paisaje es: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, temporal, reversible, directo, sinérgico y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Bajo o Compatible.**

- *Fragilidad paisajística (fase de construcción)*

Respecto a la fragilidad paisajística, el hecho de que los depósitos queden enterrados o semienterrados, hace que el impacto debido a la presencia de elementos extraños sea mínimo.

Por ello, el efecto sobre la fragilidad del paisaje va a ser: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, temporal, irreversible, directo, sinérgico y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Bajo o Compatible**.

- *Calidad paisajística (fase de explotación)*

Durante esta fase, el paisaje va a ser modificado únicamente por la presencia de los depósitos, edificios y demás instalaciones de la estación depuradora proyectada. Con la intención de que el impacto sea mínimo, se mantendrán adecuadamente pintados.

Por tanto, el efecto sobre la calidad del paisaje va a ser: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, permanente, irreversible, directo, simple y recuperable* (revegetación y mantenimiento adecuado).

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Bajo o Compatible**.

8.3.4. IMPACTO SOBRE EL MEDIO SOCIOECONÓMICO

En este apartado se evalúa el efecto de las obras sobre algunos aspectos socioeconómicos tales como impacto sobre la población y sobre los usos del suelo.

8.3.4.1. Impacto sobre la población

Las acciones que forman parte de este Proyecto generan una serie de efectos en la población (entendiendo ésta como los trabajadores de la E.D.A.R. y la población de alrededores) que se traducen en afecciones a la salud, alteraciones del modo de vida, variaciones en el empleo, etc. Estos efectos van a suponer un

rechazo o aceptación por parte de la población afectada.

El grado de aceptación de la planta depuradora dependerá de la forma en que dicha población se vaya a ver beneficiada o perjudicada por la misma.

- *Alteraciones sobre la salud (fase de construcción)*

Durante esta fase, las acciones que suponen alteraciones en la salud son las siguientes: circulación de maquinaria y movimientos de tierras.

La circulación de maquinaria pesada en la obra y zonas anejas ocasiona un incremento tanto de los niveles sonoros como de las emisiones de partículas. Los movimientos de tierra generan a su vez un aumento de los niveles de partículas, lo que se traduce en un incremento de la contaminación del aire.

Los grupos de población más sensibles a estos efectos lo constituyen los niños (centros escolares, guarderías, etc.), ancianos y enfermos (hospitales). Dichos grupos no se encuentran localizados en las proximidades de la zona de las obras, lo cual hace que se pueda decir que la densidad de población que se va a ver afectada es muy baja.

Por ello, el efecto sobre la salud durante la fase de construcción de las obras es: *Negativo, intensidad baja, a corto plazo, temporal, reversible, directo, acumulativo y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Bajo o Compatible**.

- *Alteraciones en el modo de vida (fase de construcción)*

La acción que provocará alteraciones en el modo de vida durante la fase de construcción es principalmente la ocupación del terreno.

Como la ocupación del terreno no va a producir cese alguno de la actividad

realizada hasta el momento, pues es un terreno inutilizado hasta ahora, el efecto de las expropiaciones sobre el modo de vida va a ser: *Positivo, intensidad baja, a corto plazo, permanente, irreversible, directo, simple y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Positivo**.

- *Efectos sobre el empleo (fase de construcción)*

El desarrollo de las actividades propias de la construcción de la E.D.A.R. implica una serie de trabajos que ocasionarán previsiblemente una demanda de mano de obra, en algunos de los casos empleo mientras duren las obras. Por tanto, el efecto de las obras sobre el empleo es: *Positivo, intensidad media, a corto plazo, temporal, reversible, directo, simple y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Positivo**.

- *Alteraciones en el modo de vida (fase de explotación)*

La explotación de la estación depuradora supondrá una mejora en el modo de vida de la población, ya que como se mencionó anteriormente se produce un tratamiento de aguas residuales, así como un mejor aprovechamiento de los recursos acuíferos de la zona, promoviendo el desarrollo sostenible.

Por tanto, el efecto de la construcción de la E.D.A.R. en el modo de vida es: *Positivo, intensidad media, a corto plazo, permanente, reversible, directo, simple y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase

se considera **Muy Positivo**.

- *Efectos sobre el empleo (fase de explotación)*

El empleo generado durante la fase de construcción desaparecerá una vez finalizada ésta. Sin embargo, el mantenimiento de las instalaciones origina unos puestos de trabajo cuantitativamente menores que los generados durante la fase de construcción, aunque de mayor duración.

Por ello, el efecto de la planta depuradora sobre el empleo de la población resulta: *Positivo, intensidad media, a corto plazo, permanente, reversible, directo, simple y recuperable*.

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Positivo**.

- *Aceptación social del Proyecto (fase de explotación)*

La puesta en funcionamiento de la estación depuradora implica tratamiento de las aguas residuales, así como un mejor aprovechamiento de los recursos hídricos. Lo que se traduce en un elevado grado de aceptación del proyecto por parte de la población.

Por tanto, el efecto de la planta depuradora en la aceptación social resulta: *Positivo, intensidad media, a corto plazo, permanente, irreversible, directo, simple y recuperable*.

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Positivo**.

8.3.4.2. Impacto sobre los usos del suelo

La afección sobre los suelos debidos a la construcción de obras supone una modificación o limitación de los mismos, así como una alteración en su productividad. El suelo a ocupar está actualmente, inutilizado. Por ello, con la construcción de esta obra se va a lograr un aprovechamiento óptimo del suelo dadas las ventajas que ofrece la E.D.A.R.

Así, el efecto sobre el uso del suelo resulta: *Positivo, intensidad media, a corto plazo, permanente, irreversible, directo, simple y recuperable.*

El impacto producido por las distintas acciones que tienen lugar en esta fase se considera **Positivo**.

8.3.5. IMPACTO SOBRE EL PATRIMONIO CULTURAL

Con respecto al patrimonio histórico de la zona, se indica que no existen en la parcela elementos arqueológicos o históricos. Por ello, no se evalúa el impacto al no existir el mismo.

8.4. MATRIZ DE IMPACTOS

8.4.1. METODOLOGÍA

El proceso de identificación y valoración de impactos se ha basado en la revisión de las acciones del proyecto susceptibles de producir impacto, y en el análisis ambiental del ámbito de estudio, considerando los factores que puedan verse afectados.

La finalidad de la adecuada identificación y valoración de todos y cada unos de los impactos, es poder incorporar a las tareas de gestión de las recomendaciones que se pudieran concluir del presente estudio.

Para la valoración de los impactos se ha tenido en cuenta la importancia de los mismos definida por cada uno de los siguientes factores: signo, intensidad, momento, persistencia, reversibilidad, origen, evolución y recuperabilidad.

Asimismo, la magnitud o graduación que cada impacto presenta se valorará según el siguiente criterio cualitativo: para el caso de los impactos positivos se tiene que pueden ser no significativos, positivos, muy positivos, óptimos e inmejorables; y para los impactos negativos se tiene que éstos pueden ser no significativos, compatibles, moderados, severos y críticos.

8.4.2. MATRIZ DE VALORACIÓN DE IMPACTOS

Uno de los métodos que se emplean en estos trabajos de evaluación de impacto ambiental es la llamada "*matriz de Leopold*" que fue el primer método utilizado para hacer estos estudios, en 1971, por el Servicio Geológico de los Estados Unidos.

Este sistema utiliza un cuadro de doble entrada (matriz). En las columnas pone las acciones humanas que pueden alterar el sistema y en las filas las características del medio que pueden ser alteradas.

Se trata de una matriz que sintetiza y resume los impactos (sin ánimo de ser exhaustiva y haciendo especial énfasis en la selectividad y la claridad), señalando la intensidad de las acciones del proyecto y su presencia en las distintas fases del mismo.

La matriz incluye la valoración en cada casilla de cada uno de los impactos que representa. Para ello, se utiliza una escala cualitativa que se especifica en la leyenda que se encuentra en la parte inferior de la página. Además, se indica si el impacto es positivo o negativo con el correspondiente signo.

Seguidamente, se presenta la Matriz de Valoración de Impactos de este estudio.

Tabla 23 Matriz de valoración de impactos

(1) Ocupación del terreno; (2) Desbroce y despeje;
 (3) Movimientos de tierra; (4) Apertura zanjas;
 (5) Circulación de maquinaria; (6) Presencia de instalaciones; (7) Abastecimiento de agua;
 (8) Presencia de instalaciones (9) Mantenimiento

			ACCIONES													
			FASE DE CONSTRUCCION						FASE DE EXPLOTACIÓN							
			(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)					
FACTORES	MEDIO FÍSICO	Atmósfera	Calidad del aire	-	-	-	-	-	-	-				-		
			Clima	No existe ningún tipo de variación en el clima												
		Geología	Relieve			-	-									
			Aguas superficiales	Calidad			-		-	-						-
			Aguas subterráneas	Calidad												-
			Suelo	Soporte físico			-		-							
				Contaminación					-	-						-
			Erosión	-	-	-			-							
	MEDIO BIOLÓGICO	Vegetación	Comunidades vegetales		-	-		-						-		
		Fauna	Especies animales			-	-	-								
	PAISAJE	Unidad paisajística	Calidad paisajística	-	-	-	-	-	-				-			
			Fragilidad paisajística	-	-	-	-		-							
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	Población	Molestias a la población			-	-	-								
			Modo de vida	+							+					
			Empleo	+	+	+	+	+	+						+	
			Aceptación social		-					-	+					
		Usos del suelo	Uso productivo	+												
	PATRIMONIO CULTURAL	Histórico - artístico Arqueológico	Elementos de interés	No existen elementos históricos ni yacimientos arqueológicos en la zona estudiada.												

Impactos negativos				Impactos positivos			
	No significativo		Severo		No significativo		Óptimo
	Compatible		Crítico		Positivo		
	Moderado				Muy positivo		

8.5. MEDIDAS CORRECTORAS

Las medidas correctoras y protectoras tienen como finalidad prevenir el impacto ambiental de tal forma que se corrijan o minimicen los efectos negativos, se incrementen los efectos positivos y se aprovechen mejor las oportunidades que brinda el medio para la realización del proyecto y sus partes.

Dado que una misma acción del proyecto es capaz de originar un impacto sobre más de un factor ambiental, la relación de medidas a aplicar se deberán exponer atendiendo a los factores ambientales y no a las acciones del proyecto. Se distinguirán dos fases de aplicación de estas medidas correctoras, que se corresponden con las dos fases de desarrollo del proyecto: una fase de construcción de las distintas instalaciones y una posterior fase de explotación de las mismas.

8.5.1. FASE DE CONSTRUCCIÓN

8.5.1.1. Medidas de carácter general

Las medidas propuestas siguen tres líneas básicas:

1) Vialidad y accesos.

- Accesos a la E.D.A.R. en que los caminos existentes, son capaces y suficientes para el acceso a la obra.

- Acceso a la excavación de colectores y tuberías mediante la construcción de un camino paralelo en todo su recorrido.

Así, los posibles impactos derivados del movimiento de maquinaria

durante las obras quedan minimizados y localizados al entorno de la obra.

2) *Medidas de control de emisiones de polvo.* Estas medidas se definen más adelante en el apartado de medidas correctoras sobre los impactos en el aire.

3) *Estructuras y edificación.* La puesta en obra del hormigón conlleva sistemáticamente vertidos incontrolados, derivados de la limpieza de cubas en inmediaciones de las estructuras o caminos de acceso. Así, con el fin de permitir la limpieza sin producir las citadas afecciones, se habilitará, en todas las estructuras, uno o varios puntos de limpieza de cubas de hormigón, para acumular allí este vertido, en principio, inerte. Éste consistirá en una balsa de tamaño acorde a la estructura y al número de puntos habilitados para ella, debiendo tener la profundidad suficiente para permitir, para su restauración, ser relleno con un metro de tierra y tierra vegetal antes de llegar a la rasante en esa zona.

4) *Gestión de combustibles y lubricantes.* Resulta importante el diseño de un plan de servicio de repostaje de vehículos y cambios de lubricantes. De la maquinaria adscrita a la obra cabe diferenciar:

- La maquinaria estática, adscrita a las excavaciones y rellenos, que difícilmente se desplazará para realizar el reposaje o los cambios de lubricantes periódicos.
- Maquinaria móvil, que permite paradas intermedias para realizar dichas operaciones.

Las medidas correctoras tomarán tres líneas básicas:

- Protección de vertidos directo a los cauces.
- Instalación de plan de reportaje en la zona de instalaciones.

- Servicio de suministro de carburantes y cambios de lubricantes en obra.

La planta de repostaje se localizará en la zona de instalaciones generales, preferentemente junto al taller de reparación de maquinaria.

Sus funciones serán:

- Centro de repostaje y mantenimientos periódicos, utilizado preferentemente por la maquinaria móvil para realizar estas operaciones.
- Punto de recarga de los vehículos de servicio de repostaje de obra.

Estos vehículos no podrán ser abastecidos en la zona de obras. Deberán realizar esta operación en la planta de la obra, en gasolineras o en su central de suministro, en caso de empresas subcontratistas.

El servicio de suministro de carburantes y cambios de lubricantes será útil para la maquinaria de tipo estático adscrito a puntos alejados de la planta de reportaje.

8.5.1.2. Medida sobre los impactos en el aire

Los impactos generados por la obra sobre el aire se centran principalmente sobre la calidad del mismo, tanto en lo referente a la contaminación acústica como a la presencia de gases y partículas en suspensión.

Con el fin de reducir los ruidos y las emisiones de partículas y gases, el parque de maquinaria deberá mantenerse en las mejores condiciones posibles. Para ello se tendrán que hacer respetar los plazos de revisión de los motores y maquinaria.

El hecho de que el polvo sea desplazado y dirigido por el viento hace que su difusión dependa de un gran número de parámetros, difíciles de valorar muchos

de ellos.

- Estado del suelo y tipo de vehículo en superficie y/o equipo generador de polvo.

- Estación del año y hora del día.

- Velocidad y dirección del viento.

- Turbulencia del aire.

- Obstáculos.

- ...

La conjunción de múltiples variables con un alto componente de incertidumbre no aconseja la realización de una modelización de la producción de polvo, ni de su dispersión. En su lugar, se proponen unas medidas de actuación reduciendo sistemáticamente las emisiones de polvo en su origen

Se distinguen dos estrategias de control:

a) Reducción de la potencialidad de emisión de las vías de circulación de vehículos, mediante la incorporación, desde el inicio de las obras, de materiales granulares. Estas aportaciones se llevarán a cabo en los caminos de acceso.

b) Riegos periódicos en caminos de utilización temporal. Éstos se llevarán a cabo en las zonas de actuación en períodos puntuales de alta emisión.

Las aplicaciones de agua dependerán de:

- Los días desde la última lluvia.

- La evapotranspiración del suelo, considerado como un parámetro de referencia para estimar las pérdidas de agua.

Estos parámetros son, en principio, los más controlables, pero también tiene

una vital importancia la intensidad de vehículos, su tamaño y tipología. En este sentido, la asistencia ambiental de las obras será la que, valorando dichos parámetros y mediante el control en obra, dictaminará la necesidad o no de riegos y su periodicidad.

8.5.1.3. Medidas sobre los impactos en el agua

Se han considerado como impactos sobre las aguas superficiales el incremento de sólidos en suspensión, la presencia de grasas e hidrocarburos, la modificación del régimen hídrico y el efecto "barrera" que supone la presencia de instalaciones.

Como medidas correctoras para minimizar estos impactos sobre el agua, se proponen las siguientes:

- Realizar gran parte de las obras durante la época de estiaje de forma que los movimientos de tierra afecten sólo lo inevitable a la calidad de las aguas de escorrentía y a los cursos fluviales.
- Recoger los aceites, grasas e hidrocarburos combustibles de los motores de la maquinaria en recipiente y lugares habilitados para ello, con el objeto de que no lleguen a la red de drenaje superficial.
- Medidas para la corrección de cursos hídricos tales como la restitución de rocas, cantos y gravas en los márgenes, colocándolos de la misma forma en que aparecían anteriormente.

8.5.1.4. Medidas sobre los impactos en el suelo

El suelo de la zona de estudio es uno de los factores ambientales más

afectados por las acciones del proyecto, concretamente durante la fase de construcción.

La desaparición de algunos suelos, la erosión provocada en los mismos, el riesgo de contaminación de éstos por vertidos incontrolados, así como la compactación, aparecen como los impactos más significativos.

El mayor de los impactos sobre el suelo que se produce por la circulación de la maquinaria pesada es la compactación. Por ello, los vehículos que circulen por caminos trazados, lo harán por un solo carril, invadiendo el carril contiguo en los cruces.

Siempre que las condiciones del terreno lo permitan, los conductores procurarán seguir las mismas rodadas durante todo el recorrido. Es preferible dejar el terreno con una banda estrecha muy compactada que la totalidad, menos compactada.

Una vez finalizada la obra y antes de abandonar las pistas, será necesario que se tomen medidas de recuperación de los suelos compactados, ya que éstos han perdido porosidad, por lo que han disminuido su capacidad de infiltración del agua de lluvia y aumentan así los riesgos de escorrentías y pérdidas del suelo.

Tras retirar la maquinaria, materiales, etc., se limpiará la pista de cualquier resto de obra y se procederá a una labor agrícola, sin realizar el volteo de la capa más superficial.

La posible contaminación del suelo por vertidos accidentales de grasas e hidrocarburos puede corregirse realizando las operaciones de repostaje y cambio de lubricante en los lugares destinados a tal efecto, y con el equipamiento adecuado de forma que se puedan recoger los residuos para su transporte a puntos de recogida y tratamiento de los mismos.

8.5.1.5. Medidas correctoras sobre los impactos en la vegetación

Para intentar minimizar los impactos sobre la vegetación se establecen las siguientes normas:

- Evitar al máximo el paso de maquinaria pesada que produce la compactación del suelo.
- Los conductores de vehículos, especialmente en las maniobras de cambio de sentido, evitarán en todo momento sacar el vehículo fuera de la pista o causar destrozos innecesarios en la vegetación circundante, atendiendo en todo momento la señalización de la pista de trabajo.
- Procurar manejar el suelo con condiciones de humedad apropiada, evitando hacerlo cuando esté muy seco o muy húmedo.
- Los acopios no deberán superar el metro y medio de altura ya que por encima de este tamaño, las capas inferiores se compactan y se impide la difusión del oxígeno.

El desbroce se hará de forma que el impacto sobre la cubierta vegetal sea mínimo. Para ello, se aplicarán los métodos de desbroce al aire o con trituradora. En el primer caso, la máquina retroexcavadora avanza por el terreno sin clavar la pala, que se tendrá que situar próxima al suelo. El segundo caso, y dependiendo de la pedregosidad, se tendrán que utilizar máquinas trituradoras que cortan y muelen la parte aérea de las plantas.

Los restos vegetales se apartarán al borde derecho de la pista de trabajo en el sentido de avance, y se distribuirán por su superficie una vez concluidas las obras.

En cuanto a las instalaciones auxiliares, dado el carácter provisional de las mismas, se recomienda conservar dentro del recinto a ocupar las manchas de

vegetación existentes, con el fin de promover la recolonización de la vegetación original.

Por último, una vez concluidas las obras y en aquellos terrenos que han quedado desprovistos de vegetación, debe ser restaurada la vegetación original, atendiendo especialmente a su integración en el paisaje.

8.5.1.6. Medidas sobre los impactos en la fauna

Como medida correctora se revisará de forma periódica la obra, para la actuación sobre individuos atrapados, especialmente reptiles. Es aconsejable realizar la inspección a primera hora de la mañana, pues algunos de ellos son de hábitos nocturnos.

8.5.1.7. Medidas sobre los impactos en el paisaje

El paisaje es un factor que reúne a todos los elementos del medio. Así pues, todas las medidas correctoras introducidas en los otros factores llevan a la corrección del paisaje, y han sido tomadas teniendo como objetivo no sólo su efectividad y economía, sino que su impacto visual sea mínimo.

8.5.1.8. Medidas sobre los impactos en el medio socioeconómico

Las medidas sobre el medio social y económico son difíciles de aplicar puesto que abarcan un ámbito mucho más amplio que el afectado directamente por la obra. Seguidamente, se detallan las medidas que se consideran más factibles dentro de este proyecto:

- Riego mediante camión cuba, con lo que se reducen los impactos derivados de la emisión de partículas tales como pérdidas de calidad estética, afección a las vías respiratorias, etc.

- Utilizar la mayor cantidad posible de mano de obra local, consiguiendo, por una parte, que el volumen de dinero destinado a remunerar la mano de obra de ejecución del proyecto repercuta lo más posible en mejorar la economía local, y por otra reducir el paro de la zona, y fijar aunque sólo sea temporalmente, el estrato de población activa más joven.

8.5.2. FASE DE EXPLOTACIÓN

Los impactos derivados de la explotación de la nueva ampliación de la estación depuradora que cabe mencionar son:

- Ruidos.
- Olores.
- Paisajes (visuales).

8.5.2.1. Ruidos

Los procesos que generan mayor nivel de ruido son los que tienen que ver con la utilización de compresores en los tanques de membranas.

Se ha cuidado que en todos los edificios industriales se incorporen unos cierres, tales que se limiten todos los ruidos al exterior a 55 dB como marca el Documento Básico «DB-HR Protección frente al ruido» del CTE .

8.5.2.2. Olores

Una estación depuradora funcionando adecuadamente no produce olores o son imperceptibles. En el caso de que se produjeran, se deberían a circunstancias anómalas en la explotación de la E.D.A.R. La generación de olores puede ser molesta para la población, por lo que es un aspecto que se debe contemplar y corregir en caso de producirse. Una opción es la desodorización de la estación

depuradora mediante el correspondiente proyecto.

8.5.2.3. Paisaje

Se entiende por impacto al paisaje, además de los producidos durante la construcción, los producidos por el diseño de las edificaciones de la estación depuradora y la revegetación efectuada.

La revegetación se realiza mediante el empleo de especies autóctonas, lo que disminuye el impacto visual y facilita el desarrollo.

Otra serie de medidas muy importantes para la adecuación ambiental de la planta son las tomadas para reducir los impactos visuales, que consisten en una buena ordenación de los elementos que constituyen la planta, para integrarla en el entorno con un diseño racional.

También ayuda, en la misma medida, la adecuación de los elementos de la planta que destacan por su volumen y que tienen que ver básicamente con los edificios de servicios e industriales. Mantener las citadas instalaciones en unas buenas condiciones de limpieza y pintura ayuda a crear un efecto visual más agradable.

8.6. PLAN DE GESTIÓN DE RESIDUOS GENERADOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Se pueden distinguir dos impactos relacionados pero distintos que hacen referencia a los residuos:

- 1) Los residuos incontrolados vertidos dentro de la obra pueden contaminar el suelo, las aguas o el aire de la zona de construcción de la obra.

2) Los residuos almacenados y llevados a vertederos son en sí mismo una fuente de impacto ambiental para el medio en general y deben tomarse medidas para su reciclaje o para su vertido por separado, según su naturaleza.

8.6.1. RESIDUOS GENERALES

Se pueden clasificar en:

- Envases de los materiales de suministro y mermas de estos materiales.
- Residuos procedentes del mantenimiento y limpieza de la maquinaria y las instalaciones.
- Demoliciones de construcción existentes o de obras provisionales, así como el material vegetal de desbroce.
- Materiales de desgaste (piezas de reparación, encofrados de madera, etc.)

8.6.2. TIPOLOGÍA DE RESIDUOS

Se distinguen dos tipos de residuos:

- a) Aquellos susceptibles de reciclaje o reutilización: papel, cartón, madera, acero, vidrio, neumáticos usados y algunos plásticos.
- b) Aquellos no reutilizables que deberán destinarse a vertederos: la materia orgánica y restos de otros materiales de composición compleja o que inevitablemente se escaparán de la recogida selectiva, pero ya incluidos en el anterior grupo.

8.6.3. MEDIDAS DE ACTUACIÓN

Serán las siguientes:

1) Se distribuirán a lo largo de la obra puntos de acopio debidamente señalizados, coincidiendo con las zonas de mayor actividad, donde se realizará el acopio temporal. Estos acopios serán retirados periódicamente a la zona de instalaciones generales.

2) Instalación de puntos limpios, en las instalaciones generales, de recogida de residuos de obra donde se procederá a su almacenamiento, separándolos por tipologías.

- Recogida selectiva y transporte a plantas de tratamiento y vertedero.

8.7. PLAN DE SEÑALIZACIÓN INTERIOR DE LA OBRA

Las medidas propuestas no tendrán ninguna efectividad sin una suficiente señalización. Ésta tendrá dos objetivos básicos:

- Localizar las medidas de protección que componen una participación activa del personal de la obra.
- Concienciación ambiental del personal adscrito a la construcción.

Así, las estructuras que requieren una señalización son las siguientes:

- Jalonamiento de la obra.
- Vialidad.
- Control de vertidos.
- Relaciones con la vialidad externa.

8.7.1. JALONAMIENTO DE LA OBRA

Se llevará a cabo la señalización mediante balizas o piquetas, entrelazadas con cinta plástica con los anagramas de la Empresa Constructora.

Se instalarán obligatoriamente en:

- a) Los límites de la actuación de la estación depuradora.
- b) Todo el límite del camino provisional a la construcción.

8.7.2. VIALIDAD

Se señalará mediante balizas fácilmente móviles las vías con tratamiento superficial a base de riego y bases granulares.

8.7.3. CONTROL DE VERTIDOS

Se señalarán las siguientes estructuras para la minimización de vertidos incontrolados:

- a) Fosas de limpieza de las cubas.
- b) Puntos limpios de acopio de residuos.

8.8. DIRECTRICES DEL PROGRAMA DE VIGILANCIA AMBIENTAL

8.8.1. OBJETIVO

El objetivo del programa de vigilancia ambiental (PVA) es el de garantizar la preservación de la calidad ambiental que pueda verse afectada por la construcción y explotación de la obra.

Para ello deben desarrollarse los instrumentos necesarios para:

- 1) Dirigir la ejecución de la obra según las prescripciones del proyecto y las condiciones bajo las cuales se ha autorizado. Esto incluye las

condiciones de ejecución de la obra en general y la ejecución de las medidas protectoras y correctoras del medio ambiente en particular.

- 2) Evaluar la eficacia de las medidas protectoras y correctoras ejecutadas.
- 3) Comprobar la exactitud y corrección de la evaluación ambiental realizada en el Estudio de Impacto Ambiental (EIA).
- 4) Proyectar medidas adicionales o modificación de las previstas cuando se evalúe la no adecuación de las medidas previstas o se comprueben afectaciones diferenciales o nuevas de la supuesta en el Estudio de Impacto Ambiental.

8.8.2. METODOLOGÍA

La metodología de la redacción de los Planes de Vigilancia Ambiental se estructura en dos aspectos básicos:

- a) Para cada uno de los impactos evaluados se establecen unos indicadores que evalúen el impacto producido y la eficacia de las medidas protectoras y correctoras ejecutadas.
- b) Se establecen los procedimientos de seguimiento más adecuados, estableciéndose los responsables, los medios, el momento o periodicidad para los controles y los registros e informes a elaborar para la correcta distribución de la información generada.

Los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la adecuación de los indicadores utilizados. Estos deben ser pocos y fáciles de evaluar, atendiendo a

la posibilidad de que realmente puedan ser establecidos según los medios disponibles a que hará referencia el anterior apartado "b".

Por regla general, los indicadores deberán poder evaluarse con simples recorridos visuales de la obra, con asistencia de algunos datos (contaminación del aire, nivel de ruidos, etc.).

8.8.3. PLAN DE SEGUIMIENTO

8.8.3.1. Tratamiento de caminos mediante riegos

Las aplicaciones de agua dependerán de:

- Los días desde la última lluvia.
- La evapotranspiración del suelo, considerado como un parámetro de referencia para estimar las pérdidas de agua.

8.8.3.2. Calidad de las tierras vegetales

La obtención de un buen sustrato que proporcione un buen soporte a las actuaciones de revegetación no siempre es fácil. A menudo se establecen condiciones inalcanzables, más propias de trabajos de jardinería que de restauración. Seguidamente, se reproduce la tabla 24 con las condiciones mínimas que el sustrato a utilizar en la restauración de las zonas afectadas ha de reunir.

Se trata de unos mínimos establecidos en unas experiencias piloto de restauración en terrenos de minería. Por supuesto, existirán matices para ciertas condiciones y tipos de plantas a implantar.

Tabla 24. Características mínimas del sustrato

CARACTERISITICAS MÍNIMAS DEL SUBSTRATO

Profundidad del suelo	n >20 cm
Salinidad	Sales solubles <0,1 %
pH	8,5 >pH >5,5
Materia orgánica	M.O. >0,5%
Nitrógeno total	Nt>0,1%
Fósforo asimilable	P>5 mg/kg
Potasio asimilable	K >100 mg/kg

La toma de muestras se realizará a partir de acopios de tierra vegetal o residuo presumiblemente homogéneos. De cada zona homogénea se tomará al azar una serie de 10 a 12 submuestras de aproximadamente 500 gramos, evitando excluir los elementos gruesos o gravas; a partir de estas submuestras se obtendrá una muestra compuesta de aproximadamente 1.000 gramos, que será etiquetada y remitida al laboratorio para su análisis.

Posteriormente a la cuantificación de los elementos gruesos y a la preparación de las muestras de tierra, se procederá al análisis edafológico de los siguientes parámetros:

- pH.
- Textura.
- Salinidad.
- Carbono orgánico oxidable.
- Nitrógeno Total Kjeldahl.
- Fósforo asimilable.
- Cationes de cambio (potasio, calcio y magnesio).

- Carbonatos.

A partir de estos análisis se tomarán las medidas necesarias para mejorar la calidad del sustrato hasta obtener el "suelo mínimo" necesario para la revegetación. Entre estas medidas cabe destacar la mezcla de la tierra vegetal acopiada y la introducción de enmiendas orgánicas e inorgánicas. En el caso de que se utilicen enmiendas orgánicas procedentes de residuos urbanos o lodos sería necesaria realizar un análisis de metales pesados.

8.8.3.3. Seguimiento de la revegetación

El seguimiento durante la fase de construcción es propio de la dirección de obra y consistirá en controlar:

- La planta y materiales utilizados.
- Los sistemas de ejecución.
- El estado de las zonas y el momento de la ejecución.
- El mantenimiento durante la obra de las zonas ya ejecutadas.

Es importante realizar este seguimiento anual durante los dos primeros años después de la puesta en explotación de la estación depuradora, puesto que las especies están aún en período de implantación. Pasado este período los controles pueden realizarse menos exhaustivamente cada 3 años.

9. EVALUACIÓN ECONÓMICA

Los estudios de evaluación económica de un proyecto se suelen realizar para comprobar la viabilidad del proceso, o sea, para conocer cuál es el beneficio económico asociado a las inversiones en la planta. La construcción de una depuradora de aguas residuales reside en una necesidad medioambiental y en nuestro caso, en el aprovechamiento del agua tratada para el regadío del campo de golf y zonas ajardinadas. Lo prioritario es evaluar gastos, hallar el coste específico (€/m^3 agua) y estimar el beneficio ambiental, con el fin de determinar en qué momento se amortiza el proyecto.

Los costes originados en la planta pueden clasificarse en costes fijos y costes variables. Los costes fijos son los costes asociados a la compra de los equipos e instalación de la planta, o sea, todo lo necesario para construir la planta y dejarla preparada para empezar el proceso. Esto incluiría los costes de los equipos, del espacio y de las instalaciones... Los costes variables de la planta están relacionados con la compra de materia prima, la energía gastada en el proceso, las utilidades consumidas, los costes de mantenimiento y vertido de los residuos. Por lo tanto, a continuación se determinan estos costes principales de la planta los cuales se utilizarán en cálculos posteriores.

9.1. COSTE DE INMOVILIZADO

Para la determinación del coste del inmovilizado de los tanques de la EDAR nos basamos en el cálculo aproximado de la inversión para su construcción, sin embargo para equipos como las bombas nos fijamos en el valor de compra de los mismos. A continuación se explican los cálculos de algunos equipos de la planta y los costes asociados, así como el precio de los principales

equipos del proyecto.

COSTE DE TANQUES

TANQUE DE HOMOGENEIZACIÓN (TK-101)

Para determinar el precio del tanque de homogeneización se ha tomado como base el precio del hormigón empleado en su construcción. De ésta manera, se puede calcular el volumen de hormigón empleado en la construcción del equipo y con el precio específico se determina el gasto teórico aproximado.

Básicamente se calcula el volumen de las paredes tomándose un determinado espesor. En este caso se considera un espesor $e = 0,20\text{m}$. Las dimensiones del tanque ya se calcularon en el anexo I. Memoria justificativa.

El volumen de hormigón lo calculamos de la siguiente manera:

- Volumen de las paredes.

$$V_p = Hp \cdot \left[\frac{\pi}{4} (D + e)^2 - \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \right]$$

- Volumen del fondo.

$$V_f = Hp \frac{\pi D^2}{4} \cdot e$$

Sustituyendo los valores $D=35\text{ m}$ y $H_p=5\text{ m}$, nos da un volumen total de $247,5\text{ m}^3$.

Se ha decidido emplear hormigón tipo HA-30/P/20/IV que presenta características muy adecuadas para el empleo en estaciones depuradoras, como por ejemplo alta resistencia a ambiente agresivo. Este hormigón está cotizado en $87,84\text{€}/\text{m}^3$. Sin embargo, se considera un incremento de 20% sobre el valor de mercado como una manera de incluir los gastos inherentes a la construcción del

equipo. Luego el precio adoptado fue 105,41 €/m³. Multiplicándolo por el volumen del tanque se encuentra un coste estimado de **26.094,54 €**.

La metodología de estimación de precios basados en el volumen de hormigón también fue empleada para el desarenador-desengrasador, decantadores primarios, reactor UASB, tanque de membranas y tanque de digestión.

Para el cálculo del volumen de los tanques de sección rectangular se han utilizado las siguientes fórmulas:

- Volumen de las paredes laterales.

$$V_{pl} = 2 \cdot L \cdot H \cdot e$$

- Volumen de las paredes frontales.

$$V_{pf} = 2 \cdot H \cdot W \cdot e$$

- Volumen del fondo.

$$V_f = L \cdot W \cdot e$$

En la tabla 25 se muestran los resultados obtenidos para cada uno de los tanques.

Tabla 25. Precio equipos (tanques) de la EDAR

Equipo	Precio (€)
TANQUE DE HOMOGENEIZACION (TK-101)	22.915,90
DESARENADOR- DESARENADOR (TK-102)	3.752,52
DECANTADORES PRIMARIOS (D-101)	6.579,93
REACTOR UASB (R-201)	39.422,59
TANQUES DE MEMBRANAS (TK-202)	10.161,33
TOTAL TANQUES	77.640,29

COSTE DE BOMBAS

Para evaluar el coste de las bombas de la planta fueron considerados los

siguientes factores: tipo de bomba, diferencia de presión, potencia requerida y material de construcción. A continuación se muestra el precio de las bombas con diferentes funciones en la planta.

En la Tabla 26 se presentan las unidades compradas, el valor unitario y valor de compra de las unidades correspondiente y el montante con la compra de todas las bombas.

Tabla 26. Precio bombas de la EDAR

Bomba	Cantidad	Precio	
		Unitario	Precio (€)
Impulsión desarenador a arqueta de reparto (P-101)	2	12.358,23	24.716,46
Extracción de arena (P-102)	1	1.347,87	1.347,87
Impulsión membranas (P-201)	2	12.358,23	24.716,46
Impulsión decantador a centrifuga (P-202)	4	2.731,90	10.927,60
Recirculación membranas a UASB (P-203)	3	4.195,68	12.587,04
Impulsión membranas a centrifuga (P-204)	2	15.750	31.500
Centrifuga (C-301)	1	20.000	20.000
Impulsión centrifuga a tanque digestión (P-302)	2	2.731,90	5.463,8
Impulsión tanque digestión a digestor (P-303)	2	3.465,79	6.931,58
Impulsión digestor a filtros prensa (P-304)	2	3.465,69	6.931,58
Bomba de fangos deshidratados	2	9.875,16	19.670,32
TOTAL BOMBAS			164.792,71

CASSETTES DE MEMBRANA

Las membranas tienen el precio estimado basado en el coste específico del área. El precio de las fibras de membrana se encuentran en torno al 35,00€ por m². El área de filtración necesaria en la planta fue calculada en el Anexo I. Memoria justificativa, resultando una superficie de 25.000 m². Por lo tanto, 875.000 € en la adquisición de los cassettes de membrana de cada uno de los tanques, como se instalarán dos tanques, se estima una inversión total de **1.750.000 €**, siendo el valor de mayor impacto en la compra de los equipos.

OTROS EQUIPOS

En la Tabla 27 se presentan las unidades compradas, el valor unitario y valor de compra de las unidades correspondientes y el montante con la compra de otros equipos.

Tabla 27. Precio otros equipos de la EDAR

Equipo	Cantidad	Precio Unitario(€)	Precio (€)
Rejas (Ro-101)	2	5.328,37	10.656,74
Compresor (C-101)	1	1.250,55	1.250,55
Rasqueta de superficie (FS-101)	1	2.144,71	2.144,71
Compresor (C-202)	1	1.250,55	1.250,55
TOTAL OTROS EQUIPOS			15.302,55

Sumando las cantidades totales de las tablas 25, 26, 27 y el precio de los cassettes, se obtiene un total de **2.007.736 €**.

9.2. ESTIMACIÓN DEL COSTE TOTAL DE INVERSIÓN

Se ha empleado el método de Lang para estimar el coste de inversión total necesario para el montaje de la planta, basado en relaciones aproximadas y en el precio de compra de los equipos.

El capital de inversión total (TIC) es la suma del capital de inversión fijo (FCI), del capital de trabajo (WC) y de los costes de arranque de la planta (SUC).

$$\text{TIC} = \text{FCI} + \text{WC} + \text{SUC}$$

El WC, a su vez, corresponde a un 20% de FCI y el SUC a un 10% de FCI.
Por tanto, el TIC corresponde a:

$$\text{TIC} = 1,3 \cdot \text{FCI}$$

El FCI consta de los costes directos (CD) e indirectos (IC) de la planta, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\text{FCI} = \text{DC} + \text{IC}$$

Los costes directos de la planta corresponden a la suma de los costes relativos a la planta dentro de los límites de batería (ISBL) y fuera de dichos límites (OSBL)

$$\text{DC} = \text{ISBL} + \text{OSBL}$$

Los gastos dentro de los límites de batería están constituidos por los gastos de la compra de los equipos (PE), la instalación (PEI), la instrumentación y control de la planta (CI), los costes de las tuberías (P) y finalmente, los costes de los equipos eléctricos y sus materiales (E), de acuerdo con la siguiente estimación

$$\text{ISBL} = \text{PE} + \text{PEI} + \text{CI} + \text{P} + \text{E}$$

El PEI corresponde a un 40% del PE, el CI a un 18% del PE, el P a un 45% del PE y el E a un 14% del PE.

Luego se puede determinar el ISBL por la ecuación siguiente.

$$\text{ISBL} = 2,17. \text{ PE}$$

Los gastos fuera de los límites de batería suelen ser un 45% del gasto realizado dentro de los límites, por lo que:

$$\text{OSBL} = 0,45. \text{ ISBL}$$

De esta forma los costes directos se pueden calcular a partir de:

$$\text{DC} = 3,15. \text{ PE}$$

Los costes indirectos corresponden a la suma la inversión realizada en la planta (OWC) y los gastos eventuales (CO), que a su vez puede ser estimado como un porcentaje de los costes directos.

$$\text{IC} = \text{OWC} + \text{CO}$$

OWC, a su vez, corresponde a un 5% de DC y CO a un 20% de DC. Luego, se puede decir que IC corresponde a:

$$\text{IC} = 0,25. \text{ DC}$$

Finalmente, se puede estimar el capital de inversión total de la planta, substituyendo los valores obtenidos en las ecuaciones anteriores, de tal forma que queda:

$$\text{TIC} = 5,11. \text{ PE}$$

El valor de los equipos (PE) fue determinado en el apartado 9.1 y corresponde a 4.256.014 €. Calculándose los valores de acuerdo con las ecuaciones presentadas, se determina cada una de las inversiones de la estación depuradora de aguas residuales que se presentan en la tabla 28.

Tabla 28. Costes de inversión estimados

Denominación	Sigla	Valor €
Capital de inversión total	TIC	10.259.528,65
Capital de inversión fijo	FCI	7.905.458,72
Capital de trabajo	WC	1.581.091,74
Costes de arranque	SUC	790.545,87
Coste directo	DC	6.324.366,98
Coste indirecto	IC	1.581.091,74
Coste dentro del límite de batería	ISBL	4.356.786,14
Coste fuera del límite de batería	OSBL	1.960.553,76
Compra de equipos	PE	2.007.735,55
Instalación de equipos	PEI	803.094,22
Instrumentación y control	CI	361.392,40
Tuberías	P	903.481,00
Equipos eléctricos	E	281.082,98
Inversión en la planta	OWC	316.218,35
Gastos eventuales	CO	1.264.873,40

9.3. COSTE DE OPERACIÓN

Los costes de operación de la planta tienen en consideración el coste del personal, el consumo de energía eléctrica y consumo de materias primas que sean necesarios en los diferentes procesos de la planta. Cabe destacar que el sueldo del personal se engloba en los costes fijos de operación, así como los impuestos y valor de mantenimiento de la planta. Los costes con energía eléctrica y materias primas engloban los costes variables de operación, que tiene su valor proporcional

al gasto mensual.

9.3.1. COSTE DEL PERSONAL

En la tabla 29 se indican los sueldos de los trabajadores de la EDAR para el año 2014, teniendo en cuenta los CEPCI del año 2007 (525,4) y del año 2014 (588,6).

$$Sueldo_{2014} = \frac{CEPCI_{2014}}{CEPCI_{2007}} \cdot Sueldo_{2007}$$

Tabla 29. Costes fijos de operación

Categoría	Salario base 2007 (€/mes)	Salario base 2014 (€/mes)
Jefe planta	1.949,00	2.183,44
Encargado mantenimiento	1.391,00	1.558,32
Encargado laboratorio	1.391,00	1.558,32
Encargado laboratorio	1.391,00	1.558,32
Analista	1.174,00	1.315,22
Aute. Analista	1.007,00	1.128,13
Aux. Administrativo	812,00	909,67
Oficial 1ª	994,00	1.113,57
Oficial 2ª	928,00	1.039,63
Peón especialista	1.624,00	1.819,35
Peón	1.592,00	1.783,50
TOTAL GASTO MENSUAL		15.967,48

Lo que significa un un coste anual de **191.609,80 €**.

9.3.2. CONSUMO DE LA PLANTA

En la Tabla 30 se indican los gastos de la planta referentes al consumo energético.

Tabla 30. Costes consumo energético

ENERGIA ELÉCTRICA	Consumo	Precio unitario	Coste anual
COSTE FIJO. TERMINO DE POTENCIA	360 kW	3,45 €/kW mes	14.928,36 €
COSTE VARIABLE CONSUMO	240 kWh/día	0,1241 €/kWh	10.871,16 €
GASTO TOTAL ANUAL			25.799,52 €

Estos costes son sin impuestos, por lo que hay que añadirle el 7% correspondiente al IGIC, quedando un total de **27.605,49 €**. Sin embrago, la planta genera energía eléctrica con la quema de biogás, por lo que de este valor se verá reducido.

9.3.3. COSTE TOTAL DE OPERACIÓN

Sumando los costes de personal y el consumo de la planta se obtiene un coste total de operación de **218.454,31 €**.

9.4. BENEFICIOS

Se estima que los beneficios con la EDAR son obtenidos por medio de la venta del exceso de energía eléctrica producida con el biogás producido, con la venta de fangos recuperados de las aguas y con el beneficio ambiental estimado con base en un retorno monetario por la eliminación de contaminantes del agua residual. A continuación se definen cada uno de estos beneficios y el montante total obtenido.

9.4.1. VENTA A LA RED ELÉCTRICA

En el anexo I se calculó el caudal de biogás procedente del UASB y membranas era 40,34 y 25,91 m³ CH₄/h respectivamente. En el digestor anaerobio también se produce biogás, según la bibliografía consultada, 0,8 m³ de biogás/kg SSV, teniendo en cuenta que en el digestor anaerobio se eliminan 61,597 kg SSV/h, tendremos 49,28 m³ de biogás /h, considerando una concentración de metano disponible de 65% resulta una cantidad de 32,03 m³ CH₄/h. Sumando las tres cantidades obtenemos un total de 98,28 m³ CH₄/h. Para un valor calorífico de 6,21 kWh /m³ de biogás y una eficiencia térmica del 25%, se tendría una generación aproximada de 152,58 kWh/h, 3.661,92 kWh/día, pero se estima que a penas un 10% se convierte en energía eléctrica tras la combustión en los motogeneradores, por lo que disponemos de 366,192 kWh/día.

El consumo de la planta es de 240 kWh/día, inferior a la energía generada, lo que significa que disponemos de 126,192 kWh/día que venderemos a la red a un precio de 0,06 €/kWh, generando unos ingresos de 7,57 €/día o **2.763,60 €/año** (considerando que la planta funciona 24h al día todos los días del año).

9.4.2. VENTA DE FANGOS

Los fangos generados pueden ser vendidos para su uso en la agricultura y recuperación de vegetación debido al alto grado de nutrientes, siendo por tanto, aconsejable el correcto manejo para evitar contaminación del suelo. El fango puede ser vendido a 10€/ton. La estación depuradora tiene una producción de 2,255 ton/d, lo que supone unos ingresos de 22,55 €/d, es decir, **8.230,84 €/año**.

9.4.3. VENTA DE AGUA

En la planta de depuran aproximadamente 8.736 m³/h. La media de consumo de un campo de golf estándar de 18 hoyos puede situarse entre 1.500 y 2.000 m³/día en los meses de máxima irrigación, con lo cual tenemos excedente de 6.000 m³/día que podemos vender para riego a un precio de 0,70 €/m³, lo que supone unos ingresos de 4.200 €/día o **1.512.000 €/año**.

9.4.4. BENEFICIO AMBIENTAL

Cuando se evalúa ambientalmente un proyecto, los beneficios suelen medirse en diferentes unidades físicas, mientras que los costes lo hacen en unidades monetarias. De ahí que el análisis económico necesite homogeneizarlos y expresarlos en las mismas unidades de medida. Para ello, surge el concepto de precio sombra en aquellos bienes derivados de actividades humanas y productivas (residuos sólidos, emisiones contaminantes, agua residual, etc.), que cuentan con importantes efectos ambientales, pero a los que el mercado no otorga ningún valor.

La depuración de aguas residuales puede valorarse como un proceso en el que se obtiene un producto deseable (agua limpia) junto con una serie de contaminantes no deseables (nitrógeno, fósforo, materia orgánica, sólidos en suspensión, etc.) considerados como externalidades ambientales negativas. En este caso, los precios sombra o ingresos específicos por nutriente, representan el valor de esos efectos externos, que pueden suponer un daño ambiental en el caso de una gestión inadecuada. Se calculan dividiendo el coste específico (€/m³) entre la concentración de cada contaminante en la alimentación de la planta (kg/m³).

$$Ps_N = \frac{Coste_{esp}}{NTK}$$

$$Ps_P = \frac{Coste_{esp}}{P}$$

$$Ps_{DQO} = \frac{Coste_{esp}}{DQO}$$

$$Ps_{SST} = \frac{Coste_{esp}}{SST}$$

Se decide distribuir en 7 años la inversión fija inicial (16.758.053,35 €), lo que se traduce en 2.394.007,62 €/año, que junto a los costes de operación (218.454,31 €/año), supone un coste total de 2.612.461,93 €/año.

$$Coste_{esp} = \frac{2.612.461,93 \text{ €/año}}{Q \cdot 8.760 \text{ h/año}}$$

Empleando el caudal que vamos a tratar, 375 m³/h, se obtiene un coste específico de 0,7953 €/m³.

Con este coste específico se calculan unos ingresos específicos por nutriente eliminado del orden de 11,36 €/kg de N; 96,99 €/kg de P; 1,14 €/kg de DQO y 1,95 €/kg de SST.

Teniendo en cuenta los nutrientes eliminados y el caudal diario de agua tratada, se pueden determinar los ingresos diarios y anuales tal y como se muestran en la tabla 31.

Tabla 31. Ingresos obtenidos con beneficio ambiental

	Entrada (kg/m³)	Salida (kg/m³)	Eliminación (kg/m³)	kg/d	€/kg	€/d
N	0,070	0,063	0,007	61,152	11,36	694,77408
P	0,008	0,008	0,000	0	96,99	0
DQO	0,700	0,055	0,645	5634,72	1,14	6.401,85
SST	0,408	0,000	0,408	3564,288	1,95	6.947,74
				TOTAL	€/d	14.044,36
				TOTAL	€/AÑO	5.126.192,04

9.5. ANALISIS ECONÓMICO

Los análisis económicos se basan en la comparación entre los costes requeridos por un proyecto y los beneficios que genera, constituyendo un método ampliamente aceptado y utilizado para evaluar la viabilidad económica de instalaciones y actuaciones.

9.5.1. RECUPERACIÓN DE LA INVERSIÓN

El proyecto sigue un calendario de puesta en marcha similar al típico reflejado en “Diseño en Ingeniería Química” de Ray Sinnott/Gavin Towler, y que se muestra en la tabla 32.

Tabla 32. Calendario de puesta en marcha del proyecto

Año	Costes	Beneficios	Explicación
0	30% inversión inicial	0	Ingeniería + equipos de tiempo de entrega largo
1-5	50% inversión inicial	0	Adquisición y construcción
6	20% inversión inicial + 100% costes fijos operación +10% costes variables de operación	30%	Producción inicial
7	+ 100% costes fijos operación +90% costes variables de operación	70%	Puesta a punto de la planta
8	+ 100% costes fijos operación +100% costes variables de operación	100%	Producción total a caudales de diseño

En la evaluación del análisis económico se consideran dos situaciones. La primera tomando como fuente de beneficios únicamente los ingresos debido a la venta de energía a la red, a la venta de fangos para agricultura y a la venta de agua tratada, tabla 33. Y la segunda incluyendo también el beneficio ambiental, mostrada en la tabla 34.

Tabla 33. Flujo de caja para beneficios con energía eléctrica, fangos y agua

	A Ñ O									
DESCRIPCIÓN (MME)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
Inversión inicial	-3,08	-1,03	-1,03	-1,03	-1,03	-1,03	-2,05	--	--	
Costes fijos operación	--	--	--	--	--	--	-0,21	-0,21	-0,21	
Costes variables operación	--	--	--	--	--	--	0,00	-0,01	-0,01	
Inversión acumulada	-3,08	-4,10	-5,13	-6,16	-7,18	-8,21	-10,47	-10,69	-10,90	
Beneficios	--	--	--	--	--	--	0,46	1,07	1,52	
Beneficio acumulado	--	--	--	--	--	--	0,46	1,52	3,05	
Beneficio neto	-3,08	-4,10	-5,13	-6,16	-7,18	-8,21	-10,01	-9,16	-6,12	

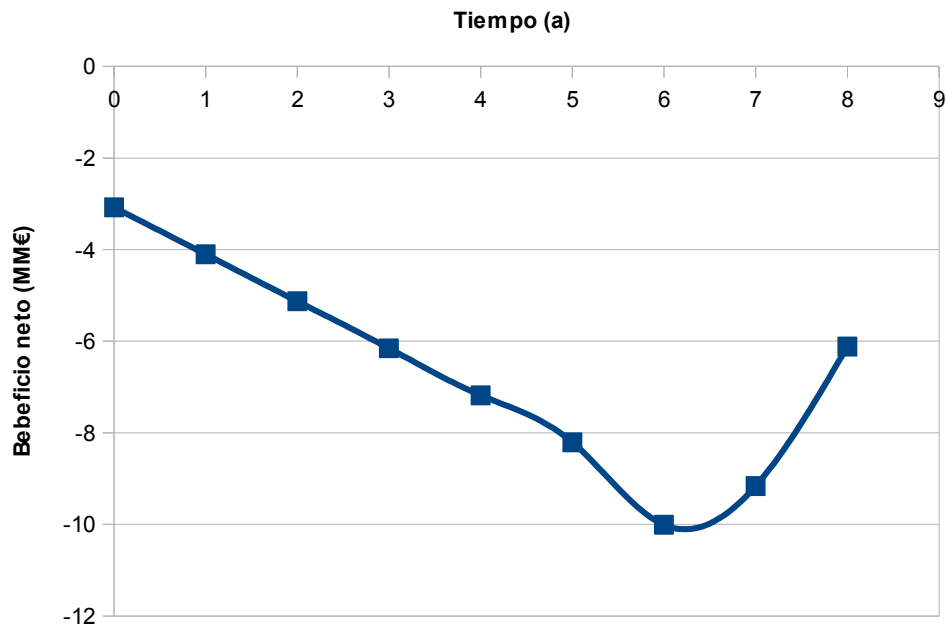


Figura 15. Flujo de caja acumulado en los años para beneficios con energía, fangos y agua

En esta situación estudiada, la EDAR no es rentable y los beneficios no son suficientes para que el flujo de caja sea positivo.

En la segunda situación, se analiza el flujo de caja teniendo en cuenta los beneficios ambientales junto con los beneficios generados por la venta de energía, fangos y agua. En este caso los ingresos totales suman 6.649.186,48 €/año y del análisis de flujo de caja resultan la Tabla 34 y la figura 16 mostradas a continuación.

Tabla 34. Flujo de caja para beneficios con energía eléctrica, fangos, agua y ambiental

	A Ñ O									
DESCRIPCIÓN (MM€)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
Inversión inicial	-3,08	-1,03	-1,03	-1,03	-1,03	-1,03	-2,05	--	--	
Costes fijos operación	--	--	--	--	--	--	-0,21	-0,21	-0,21	
Costes variables operación	--	--	--	--	--	--	0,00	-0,01	-0,01	
Inversión acumulada	-3,08	-4,10	-5,13	-6,16	-7,18	-8,21	-10,47	-10,69	-10,90	
Beneficios	--	--	--	--	--	--	1,99	4,65	6,65	
Beneficio acumulado	--	--	--	--	--	--	1,99	6,65	13,30	
Beneficio neto	-3,08	-4,10	-5,13	-6,16	-7,18	-8,21	-8,47	-4,04	9,26	

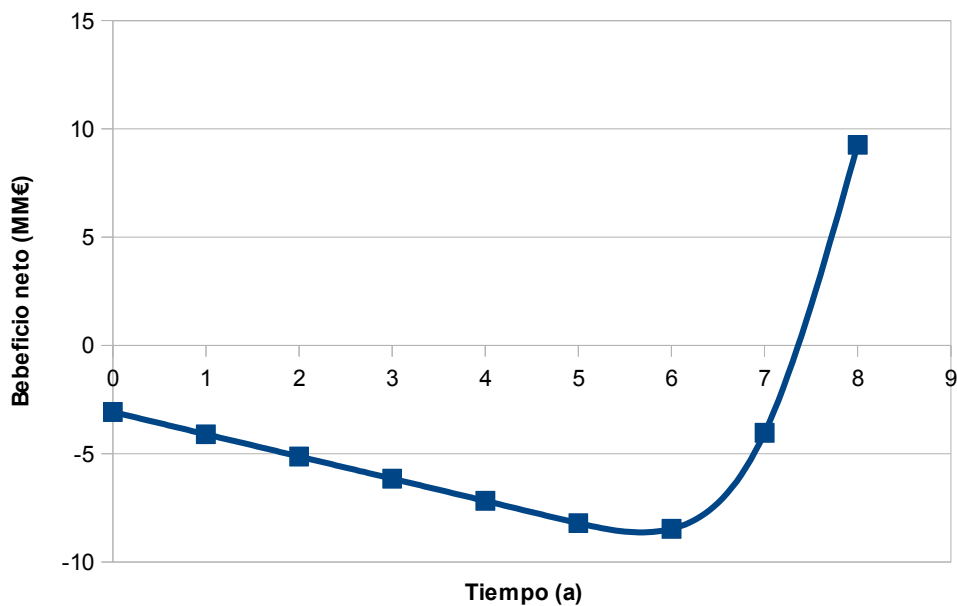


Figura 15. Flujo de caja acumulado en los años para beneficios con energía, fangos, agua y ambiental

Como se puede observar en la tabla 34 y la figura 15, la implantación de la planta de tratamiento de aguas residuales diseñada resulta viable desde el punto de vista económico, ya que el beneficio neto comienza a ser positivo a partir del séptimo año, momento desde el cual los beneficios aumentan exponencialmente.

10. BIBLIOGRAFÍA

- Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. METCALF-EDDY.
- Ingeniería Sanitaria: redes de alcantarillado y bombeo de Aguas Residuales. METCALF-EDDY.
- Tratamiento de Aguas Residuales. R.S. RAMALHO.
- Tratamiento de esgotos sanitarios por proceso anaerobio e disposicao controlada no solo. REDE COOPERATIVA DE PESQUISAS.
- Biological wastewater tratment: principles, modelling and design. M.HENZE.
- Biomasa: Digestores anaerobios. IDAE Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía.
- Tratamiento Biológico de las Aguas Residuales. Eduardo Ronzado, J.L.DAPENA.
- Manual Técnico del Agua. DEGREMONT.
- Mecánica de Fluidos. ANTONIO CRESPO MARTINEZ .
- Chemical oxygen demand fractions of municipal wastewater for modeling of wastewater treatment. I. PASZTOR; P. THURY; J. PULAI. Department of Environmental Engineering and Chemical Technology, University of

Pannonia, Veszprem, Hungary.

- Anaerobic granular sludge bed technology pages. JIM FIELD, REYES SIERRA.
- Introducción a los biorreactores de membranas. FUNDACIÓN CENTRO CANARIO DEL AGUA.
- SID. Scientific information database. Chemical Oxygen Demand fractions of municipal wastewater for modeling of wastewater treatment. I.PASTOR, P.THURY, J.PAULI
- Design of an UASB Reactor. Guest article by Dr. MAKARAND M. GHANGREKAR, IIT
- Problemas de ingeniería química. OCON-TOJO
- Estudio de viabilidad económica para el tratamiento de aguas residuales a través de un Análisis Coste-Beneficio. Hernández, F.; Molinos, M.; Sala, R.; Universidad de Valencia. Revista Electrónica de Comunicaciones y Trabajos de ASEPUMA (Rect@). Vol. 11; 2009.
- Diseño en Ingeniería Química. Sinnott, R.; Towler.

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS

ANEXO I
MEMORIA JUSTIFICATIVA

Índice de contenido

1. TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN.....	1
1.1. VOLUMEN NECESARIO DEL TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN. .	1
1.2. GEOMETRÍA DEL TANQUE.....	4
2. PRETRATAMIENTO.....	7
2.1. REJA DE GRUESOS.....	7
2.1.1. DIMENSIONAMIENTO.....	7
2.1.2. ÁREA DE PASO.....	7
2.1.3. DIMENSIONADO DE LA REJILLA.....	8
2.1.4. PÉRDIDA DE CARGA.....	9
2.2. REJA DE FINOS.....	10
2.2.1. DIMENSIONAMIENTO.....	10
2.2.2. ÁREA DE PASO.....	10
2.2.3. DIMENSIONADO DE LA REJILLA.....	11
2.2.4. PÉRDIDA DE CARGA.....	12
2.3. CAMPO DE REJAS Y CANAL DE DESBASTE.....	12
2.3.1. NÚMERO DE BARRAS EN LAS REJAS	12
2.3.2. ALTURA DE AGUAS.....	14
2.3.3. VOLUMEN DE MATERIAS RETENIDAS EN REJILLAS.....	14
2.3.4. CÁLCULO DEL CANAL DE DESBASTE.....	15
2.3.4.1 Dimensionamiento del canal.....	18
2.3.5. CUADRO RESUMEN (REJAS Y CANAL DE DESBASTE).....	20
2.3.5.1 Canal de desbaste.....	20
2.3.5.2. Rejas.....	21
2.4. DESARENADOR -DESENGRASADOR.....	22
2.4.1. DIMENSIONADO.....	23
2.4.2. NECESIDADES DE AIREACIÓN.....	25
2.4.3. ESTIMACIÓN DE LA CANTIDAD DE ARENA.....	26
2.4.4. EXTRACCIÓN DE ARENAS Y GRASAS.....	26
2.4.5. CUADRO RESUMEN.....	27
2.4.6. ELIMINACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN DESARENADOR.....	28
3. TRATAMIENTO PRIMARIO.....	31
3.1. DECANTADOR PRIMARIO.....	31
3.1.1. DATOS DE PARTIDA.....	31
3.1.2. DIMENSIONADO DEL DECANTADOR PRIMARIO.....	31
3.1.3. CUADRO RESUMEN.....	42
3.2. CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LA DECANTACIÓN PRIMARIA. ELIMINACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN.....	43
4. TRATAMIENTO SECUNDARIO.....	47
4.1. DATOS DE PARTIDA.....	48
4.2. CALIDAD DEL EFLUENTE REQUERIDA.....	49
4.3. CONDICIONES DE DISEÑO DEL REACTOR.....	50
4.3.1. PARÁMETROS DE DISEÑO Y CRITERIOS DE PROYECTO.....	51
4.3.2. CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DEL REACTOR. ELIMINACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN.....	62
4.4. PRODUCCIÓN DE METANO	64

4.5. FILTRACIÓN.....	66
4.5.1. TANQUE DE MEMBRANAS.....	67
4.5.1.1. Recirculación de biogas.....	67
4.5.2. FANGO RETENIDO EN MEMBRANAS.....	68
4.5.3. PRODUCCIÓN DE METANO	73
5. TRATAMIENTO DE FANGOS.....	75
5.1. PRODUCCIÓN DE LODOS PRIMARIOS.....	75
5.2. FANGO RETENIDO EN MEMBRANA	75
5.3. CENTRIFUGADO	75
5.3.1. DATOS DE PARTIDA.....	76
5.3.2. CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LA CENTRIFUGA. ELIMINACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN.....	77
5.4. DIGESTIÓN ANAEROBIA. ESTABILIZACIÓN DEL FANGO.....	78
5.4.1. DATOS DE PARTIDA.....	78
5.4.2. FANGOS DIGERIDOS.....	79
5.5. FILTROS BANDA. DESHIDRATACIÓN DE FANGOS.....	81
5.5.1. DATOS DE PARTIDA.....	81
5.5.2. DIMENSIONAMIENTO DEL FILTRO.....	81
5.5.3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE LÍQUIDO FILTRADO.....	82

1. TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN

En él se almacenan los caudales punta que puedan presentarse durante el día para, posteriormente, ser tratados en el período nocturno donde los niveles de caudal son siempre inferiores.

1.1. VOLUMEN NECESARIO DEL TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN

El volumen requerido por la homogenización de caudal se determina mediante un diagrama de los caudales a tratar en el cual se representa el volumen de afluente acumulado a lo largo del día. Para ello suponemos que el caudal y la DBO varían a lo largo del día según la siguiente gráfica.

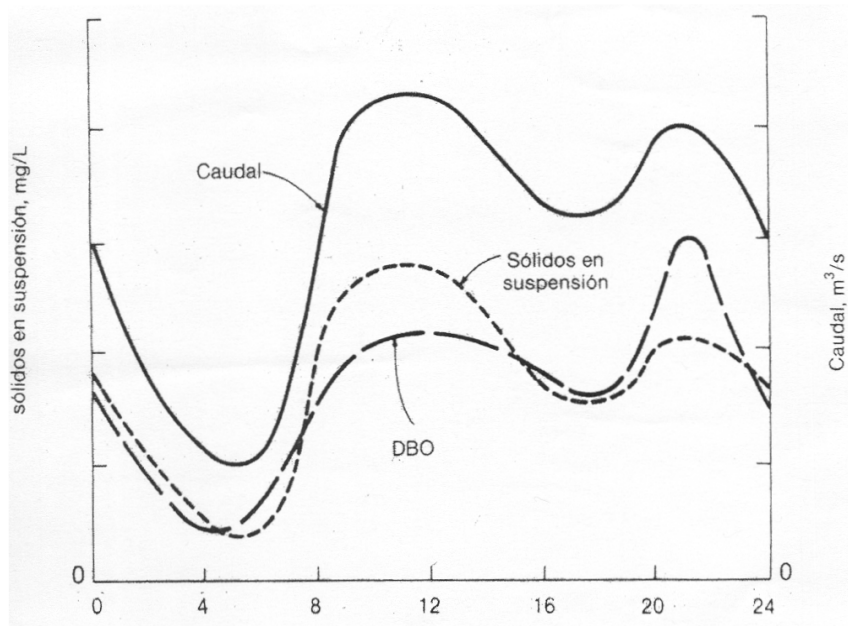


Figura 1. Variación Caudal-DBO

Partiendo de esta gráfica calculamos el volumen en cada período de tiempo, así como el volumen acumulado al final de cada período, los cálculos se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 1. Caudales y volumen por periodos de tiempo

<i>Periodo de tiempo</i>	<i>Caudal medio durante el periodo de tiempo (m³/s)</i>	<i>Volumen para el periodo de tiempo(m³)</i>	<i>Volumen acumulado al final del periodo de tiempo(m³)</i>
0-1	0,028	100,80	100,80
1-2	0,023	82,80	183,60
2-3	0,017	61,20	244,80
3-4	0,013	46,80	291,60
4-5	0,011	39,60	311,20
5-6	0,104	37,44	348,64
6-7	0,012	43,20	391,84
7-8	0,020	72,00	463,00
8-9	0,035	126,00	589,00
9-10	0,099	356,40	945,40
10-11	0,103	370,80	1316,20
11-12	0,104	374,40	1690,60
12-13	0,103	370,80	2061,40
13-14	0,098	352,80	2414,20
14-15	0,093	334,80	2749,00
15-16	0,085	306,00	3055,00
16-17	0,079	284,40	3339,40
17-18	0,079	284,40	3623,80
18-19	0,080	288,00	3911,80
19-20	0,088	316,80	4228,60
20-21	0,097	349,20	4577,80
21-22	0,097	349,20	4927,00
22-23	0,092	311,20	5258,20
23-24	0,083	298,80	5557,00

Con estos datos ya podemos construir la gráfica, comparando la hora del día frente al caudal acumulado al final de cada período, así como el caudal medio.

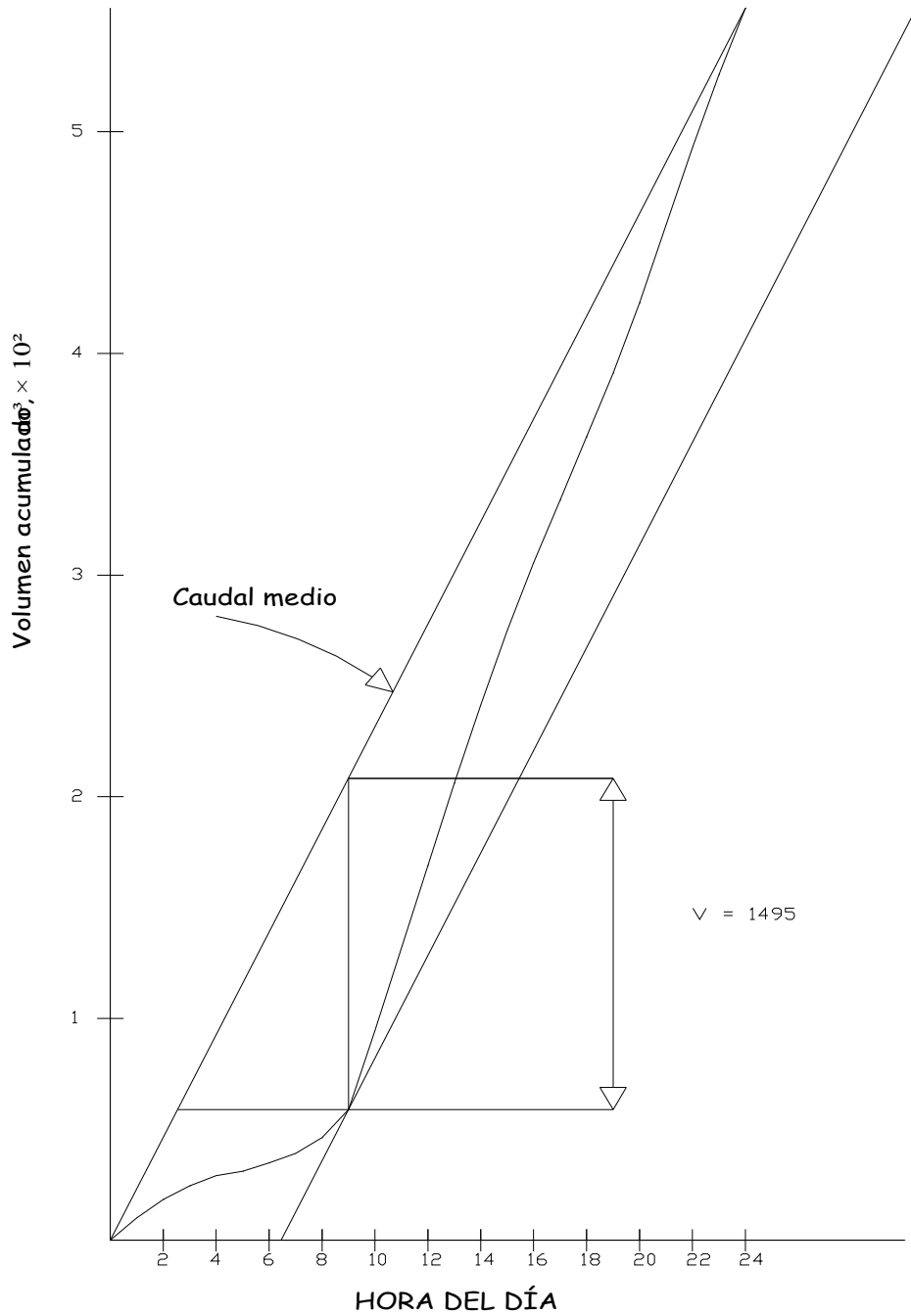


Figura 2. Gráfica Volumen tanque homogeneización

Según bibliografía consultada, el volumen adicional puede variar entre el 10 y el 20% del valor teórico, por lo tanto el volumen del tanque de homogeneización será:

$$1495 + \left(1495 \cdot \frac{20}{100} \right) = 1794$$

$$V. \text{ tanque} = 1.800 \text{ m}^3$$

1.2. GEOMETRÍA DEL TANQUE

Se ha decidido adoptar una geometría circular, para permitir el funcionamiento del tanque como un reactor de mezcla completa y evitar diseños alargados.

Los taludes laterales deben tener pendientes entre 3:1 y 2:1, se adoptará 3:1

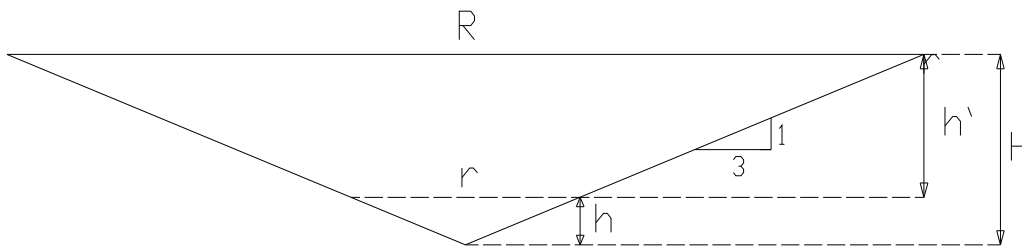


Figura 3. Tanque homogeneización

$$V_{\text{cono truncado}} = \frac{\pi \cdot h' (R^2 + r^2 + R \cdot r)}{3}$$

$$\text{Si la pendiente de los taludes es } 3:1 \rightarrow R = 3H$$

$$r = 3h$$

y sabemos que $h' = H - h$

Despejando de la ecuación del volumen y poniéndolo en función de H y h, nos queda:

$$\frac{3V}{\pi} = (H-h)9H^2 + (H-h)9h^2 + (H-h)(3H)(3h) \Rightarrow \frac{V}{3\pi} = H^3 - h^3$$

$$\text{Suponemos } h' = 5 \rightarrow H = 5+h$$

$$\frac{V}{3\pi} = (5+h)^3 - h^3 = 125 + 5h^2 + 50h + 25h + h^3 + 10h^2 - h^3$$

$$\frac{V}{3\pi} = 125 + 75h + 15h^2$$

$$15h^2 + 75h - 65,985 = 0$$

$$h = 0,76$$

$$R = 3H \Rightarrow R = 17,28 \text{ m}$$

$$r = 3h \Rightarrow r = 2,28 \text{ m}$$

Adoptamos las siguientes medidas:

$$\mathbf{R = 17,5 \text{ m.}}$$

$$\mathbf{r = 2,5 \text{ m.}}$$

$$\mathbf{h' = 5 \text{ m.}}$$

2. PRETRATAMIENTO

Se pretende emplear el pretratamiento para tratar la totalidad de caudal que llegara a la planta.

Por tanto, se van a proyectar los elementos para un caudal máximo de 375 m³/h.

El pretratamiento constara de:

- Desbaste grueso
- Desbaste fino
- Desarenador-desengrasador

2.1. REJA DE GRUESOS

2.1.1. DIMENSIONAMIENTO

Para el diseño de las rejillas de gruesos se adoptan las dimensiones siguientes:

- Separación entre barrotes = 50 mm.
- Espesor de los barrotes = 10 mm.

2.1.2. ÁREA DE PASO

En paso de agua a través de las rejillas se verifica que:

$$S_m = \frac{Q_m}{V_m} \times \frac{1}{P} \times \frac{1}{C}$$

Siendo:

S_m : sección del campo de la reja.

Q_m : caudal de paso ($375 \text{ m}^3/\text{h} = 0,1042 \text{ m}^3/\text{s}$).

V_m : velocidad media efectiva de paso ($1,0 \text{ m/s}$).

P: coeficiente de paso libre ($0,83$).

$$P = \frac{E}{E + e}$$

E: separación entre barrotes

e: espesor de los barrotes

C: coeficiente de atascamiento ($0,7$).

Sustituyendo los valores, obtenemos que:

$$S_m = \frac{0,1042}{1,0} \times \frac{1}{0,83} \times \frac{1}{0,7}$$

$$S_m = \mathbf{0.18 \text{ m}^2}$$

2.1.3. DIMENSIONADO DE LA REJILLA

La anchura del canal en la zona de rejillas viene dado por la expresión:

$$W = \frac{F}{v \times D} \times \left(\frac{B + S}{S} \right) + C$$

Siendo:

W: ancho del canal de rejillas (m).

F: caudal máximo que pasa ($0,1042 \text{ m}^3/\text{s}$).

v: velocidad máxima del agua en rejillas (1,0 m/s).

D: nivel aguas arriba de la rejilla a Q_{\max} . (0,35 m).

B: ancho de barrotes (0,01 m.)

S: separación entre barrotes (0,05 m.).

C: coeficiente de seguridad: 0,3 m. (para rejas gruesas).

$$W = \frac{0,1042}{1,0 \times 0,35} \times \left(\frac{0,01 + 0,05}{0,05} \right) + 0,3$$

$$W = 0,66 \rightarrow 0,7 \text{ m}$$

2.1.4. PÉRDIDA DE CARGA

La pérdida de carga puede establecerse según la fórmula de Kirschner:

$$\Delta h = f \times \left(\frac{a}{b} \right)^{4/3} \times \frac{v^2}{2g} \times \text{sen} \alpha$$

Δh : pérdida de carga (m.).

f: coeficiente de pendiente de la forma de los barrotes (1,79 para barrotes redondos según bibliografías).

a: anchura de barrotes (10 mm. = 0,01 m.).

b: separación entre barrotes (50 mm.= 0,05 m.).

α : ángulo de la rejilla con la horizontal (90°).

v: velocidad (1,0 m/s).

Sustituyendo los valores, tenemos que:

$$\Delta h = 1,79 \times \left(\frac{0,01}{0,05} \right)^{4/3} \times \frac{1,0}{2g} \times \text{sen}90$$

$$\Delta h = 0,011\text{m.} = 11\text{mm.} \rightarrow \text{permisible}$$

2.2. REJA DE FINOS

2.2.1. DIMENSIONAMIENTO

Para el diseño de las rejas se adoptan las dimensiones siguientes:

- Separación entre barrotes = 10 mm.
- Espesor de los barrotes = 6 mm.

2.2.2. ÁREA DE PASO

En paso de agua a través de las rejas se verifica que:

$$S_m = \frac{Q_m}{V_m} \times \frac{1}{P} \times \frac{1}{C}$$

S_m : sección del campo de la reja.

Q_m : caudal de paso ($375 \text{ m}^3/\text{h} = 0,1042 \text{ m}^3/\text{s}$).

V_m : velocidad media efectiva de paso ($1,0 \text{ m/s}$).

P: coeficiente de paso libre ($0,625$).

$$P = \frac{E}{E + e}$$

E: separación entre barrotes

e: espesor de los barrotes

C: coeficiente de atascamiento ($0,7$).

Sustituyendo los valores, obtenemos que:

$$S_m = \frac{0,1042}{1,0} \times \frac{1}{0,625} \times \frac{1}{0,7}$$

$$S_m = \mathbf{0,24 \text{ m}^2}$$

2.2.3. DIMENSIONADO DE LA REJILLA

La anchura del canal en la zona de rejillas viene dado por la expresión:

$$W = \frac{F}{v \times D} \times \left(\frac{B+S}{S} \right) + C$$

Siendo:

W: ancho del canal de rejillas (m).

F: caudal máximo que pasa (0,1042 m^3/s).

v: velocidad máxima del agua en rejillas (1,0 m/s).

D: nivel aguas arriba de la rejilla a Q_{\max} . (0,35 m).

B: ancho de barrotes (0,006 m.)

S: separación entre barrotes (0,010 m.).

C: coeficiente de seguridad: 0,1 m. (para rejas finas).

$$W = \frac{0,1042}{1,0 \times 0,35} \times \left(\frac{0,006 + 0,010}{0,010} \right) + 0,10$$

$$\mathbf{W = 0,58 \text{ m.}}$$

2.2.4. PÉRDIDA DE CARGA

La pérdida de carga en la reja de finos será:

$$\Delta h = f \times \left(\frac{a}{b}\right)^{4/3} \times \frac{v^2}{2g} \times \text{sen}\alpha$$

Δh : pérdida de carga (m.).

f: coeficiente de pendiente de la forma de los barrotes
(1,79 para barrotes redondos según bibliografías).

a: anchura de barrotes (10 mm. = 0,01 m.).

b: separación entre barrotes (50 mm.= 0,05 m.).

α : ángulo de la rejilla con la horizontal (90°).

v: velocidad (1,0 m/s).

Sustituyendo los valores, tenemos que:

$$\Delta h = 1,79 \times \left(\frac{6}{10}\right)^{4/3} \times \frac{1,0}{2g} \times \text{sen}90$$

$$\Delta h = 0,049\text{m.} = \mathbf{49 \text{ mm.}} \rightarrow \mathbf{\text{Permisible}}$$

2.3. CAMPO DE REJAS Y CANAL DE DESBASTE

2.3.1. NÚMERO DE BARRAS EN LAS REJAS

El número de barras se obtiene mediante la expresión:

$$n = \frac{W - S}{b + S}$$

W: ancho del canal (0,7 m.= 700 mm. para reja de gruesos) (0,58 m.= 580 mm. para finos)

S: separación útil entre barras (50 mm. para reja de gruesos) (10 mm. para reja de finos)

b: anchura de las barras (10 mm. para reja de gruesos) (6 mm. para reja de finos)

En reja de gruesos:

$$n = \frac{700 - 50}{10 + 50}$$

$$n = 10,8 = \mathbf{11 \text{ barras}}$$

En la reja de finos:

$$n = \frac{580 - 10}{6 + 10}$$

$$n = 35,62 = \mathbf{36 \text{ barras}}$$

NOTA: El material de las rejadas, tanto las del desbaste grueso como del fino, debe ser acero galvanizado o acero inoxidable.

También hay que comentar que al colocar 2 unidades de rejadas no es necesario un by-pass.

2.3.2 ALTURA DE AGUAS

Una vez calculadas las secciones mínimas de las rejillas, si adoptamos un ancho de canal de 0,7 metros, tenemos que las alturas de aguas quedan:

$$h = \left(\frac{S_m}{W} \right)$$

- Rejas de gruesos $h = \left(\frac{0,18}{0,7} \right) = 0,26\text{m}$

- Rejas de finos $h = \left(\frac{0,24}{0,58} \right) = 0,42\text{m}$

Dejando un resguardo de 0,35 metros, las dimensiones del canal serán:

Ancho = 0,7 m.

Alto= 0,77 m.

2.3.3. VOLUMEN DE MATERIAS RETENIDAS EN REJILLAS

La cantidad de residuos retenidos depende fundamentalmente de la separación entre barrotes, del caudal del agua residual, del tipo de colectores y de las características particulares de cada comunidad. Podemos adoptar como valores normales los siguientes:

- Para rejillas gruesas (con separación entre 25 y 50 mm.) → de 2 a 5 l/hab.año.
- Para rejillas finas (con separación entre 10 y 25 mm.) → de 5 a 15 l/hab.año.

La población para la que se proyecta la E.D.A.R asciende a unos 10.000 habitantes aproximadamente.

$$\text{- Rejas de gruesos} \longrightarrow 5 \frac{l}{\text{hab} \cdot \text{año}} 10.000 \text{ hab} = 50.000 \text{ l/año de residuos}$$

$$\text{- Rejas de finos} \longrightarrow 10 \frac{l}{\text{hab} \cdot \text{año}} 10.000 \text{ hab} = 100.000 \text{ l/año de residuos}$$

Expresando estas cantidades en m³/h

$$\text{- Rejas de gruesos} \rightarrow 50.000 \frac{l}{\text{año}} \frac{1 \text{ año}}{365 \text{ días}} \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} = 0,0057 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{- Rejas de finos} \rightarrow 100.000 \frac{l}{\text{año}} \frac{1 \text{ año}}{365 \text{ días}} \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} = 0,011 \text{ m}^3/\text{h}$$

Sumando ambas cantidades vemos que las rejillas instaladas retendrán un volumen de basuras que se cifra en **150.000 l/año**, o lo que es lo mismo 0,017 m³/h.

2.3.4. CÁLCULO DEL CANAL DE DESBASTE

Se ha diseñado un canal de desbaste que consta de 2 rejas, una de gruesos y otra de finos. Además, se instalará un medidor de caudal electromagnético para controlar el caudal de entrada a la planta. La medida de caudal de agua que llegará al pretratamiento se realizará por sistema electromagnético en tubería. Se prevé un medidor de diámetro adecuado para mantener la velocidad a caudal medio comprendida entre 0,6 -1,0 m/s para que no se produzca sedimentación en este canal.

La velocidad de paso del agua residual está doblemente condicionada: inferiormente, por la posible sedimentación de arenas y cuerpos densos; superiormente, por la posibilidad de que el material retenido sea lavado y arrastrado por el agua forzando las barras.

Generalmente, los canales deben cumplir con los siguientes criterios y en base a ellos, hemos adoptado las dimensiones del canal de desbaste.

- Sección: rectangular.
- Ancho del canal: 0,7 a 2,00 m.
- Pendiente del canal: $\geq 0,5\% = 0,005$ m/m.
- Capacidad del canal = $Q_{\text{máx.}}$ de entrada al pretratamiento
- Altura máxima útil: 0,4 -1,7 m.
- Altura resguardo: $> 0,35$ m.
- Velocidad a $Q_{\text{med.}}$: $\geq 0,60$ m.
- Velocidad a $Q_{\text{máx.}}$: < 3 m/s.

En apartados anteriores, se calculó la anchura y la altura de este canal obteniéndose los siguientes valores:

- Ancho = 0,7 m.
- Alto= 0,77 m.

El modelo de cálculo a seguir, para averiguar el resto de factores que afectan al diseño del canal, será la fórmula de Manning, en la que se supone que el flujo es permanente y uniforme en el conducto. Sus ecuaciones generales son:

$$V_0 = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{N}$$

$$Q_0 = V_0 \times A$$

Donde:

V_0 : velocidad (m/s).

Q_0 : caudal (m³/s).

A : área hidráulica del conducto (m²).

R : radio hidráulico (m).

S : pendiente del conducto (m/m).

N : coeficiente de rugosidad de Manning.

El coeficiente de rugosidad de Manning depende de las características del conducto. Para su adopción deberán considerarse los valores indicados en la tabla 2.

Tabla 2. Coeficiente de Manning

FORMA Y MATERIAL	“N” DE MANNING
Tubería de cloruro de polivinilo	0,010
Tubería prefabricada de cemento	0,010
Tubería prefabricada de hormigón	0,013
Tubería prefabricada de gres	0,014
Tubería hormigón reforzado, fundida in situ y juntas elaboradas	0,015
Tubería de ladrillo común y vitrificado	0,016
Tubería hormigón reforzado, fundida in situ y con juntas rugosas	0,017
Canales, canaletas y cunetas de hormigón simple o reforzado	0,017
Tubería de poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP)	0,010

Para el diseño del canal de desbaste hemos seleccionado como coeficiente de rugosidad el correspondiente a canales, canaletas y cunetas de hormigón simple o reforzado, que se cifra en 0,017.

La pendiente del conducto (S) deberá elegirse de tal manera que se ajuste a la topografía del terreno y que cumpla con las velocidades permisibles para el caudal de diseño.

Para determinar la velocidad media recomendable se debe observar la tabla 3 que se contrasta con la DBO, parámetro éste de vital importancia en una estación depuradora.

Tabla 3. Valores velocidad media en función de la DBO

DBO (ppm)	v_0 <i>media</i> (m/s)
≤ 225	0,60
Entre 225 y 350	0,75
Entre 351 y 500	0,90
Entre 501 y 700	1,00
Entre 701 y 900	1,20

2.3.4.1 Dimensionamiento del canal

La superficie del canal ocupada por agua se obtiene mediante la relación:

$$S = \frac{Q_0}{v_0}$$

S : superficie del canal ocupada por agua (m^2).

Q_0 : caudal máximo de entrada al pretratamiento ($0,1042m^3/s$).

v_0 : velocidad de circulación (1 m/s).

$$S = \frac{0,1042}{1,00}$$

$$S = 0,1042 \text{ m}^2$$

A continuación se determinan los radios hidráulicos en las zonas del canal de desbaste correspondientes a la localización de las rejadas.

- Reja de gruesos

$$R = \frac{\text{Superficie mojada (m}^2\text{)}}{\text{Perimetro mojado (m)}}$$

$$R = \frac{S_m}{a + 2h}$$

$$R = \frac{0,18 \text{ m}^2}{0,7 + 2 \cdot 0,77}$$

$$R = 0,08 \text{ m.}$$

- Reja de finos.

Se procede de igual forma para la reja de finos:

$$R = \frac{0,24 \text{ m}^2}{0,7 + 2 \cdot 0,77}$$

$$R = 0,11 \text{ m.}$$

- Radio hidráulico adoptado.

Para hallar el radio hidráulico se deben considerar los valores más restrictivos y condicionantes que impongan cada una de las rejillas.

$$\text{Ancho} = 0,7 \text{ m.}$$

$$\text{Alto} = 0,77 \text{ m.}$$

$$R = \frac{0,24m^2}{(0,7 + 2 \cdot 0,77)m}$$

$$\mathbf{R = 0,11 \text{ m.}}$$

Con el radio hidráulico obtenido y mediante la fórmula de Manning, calculamos la pendiente del canal:

$$v_0 = \frac{1}{n} \times \sqrt[3]{R^2} \times \sqrt{S} \Rightarrow S = \left(\frac{v_0 \times n}{\sqrt[3]{R^2}} \right)^2$$

$$S = \left(\frac{1,00m/s \times 0,017}{\sqrt[3]{0,11^2 m}} \right)^2$$

$$\mathbf{S = 0,005 \Rightarrow 0,5 \%}$$

2.3.5. CUADRO RESUMEN (REJAS Y CANAL DE DESBASTE)

2.3.5.1 Canal de desbaste

Teniendo en cuenta las ecuaciones y los datos expuestos anteriormente, en la tabla 4 se definen los siguientes valores para el canal de desbaste.

Tabla 4. Valores canal de desbaste

<i>CARACTERISTICA</i>	<i>DIMENSION</i>
Sección	Rectangular
Ancho del canal	0,7 m.
Pendiente del canal	0,5% = 0,005 m/m.
Capacidad del canal	Q _{máx} entrada al pretrat. = 0,1042m/s.
Altura máxima útil	0,77 m.
Altura de resguardo	0,35 m.
Velocidad mínima	1,00 m/s.
Velocidad máxima	2,50 m/s.

- Modelo de cálculo: Fórmula de Manning.

- R = 0,12 m.
- N = 0,017
- S = 0,007 m/m.

$$v_0 = \frac{1}{0,017} \times \sqrt[3]{0,12^2} \times \sqrt{0,007} \Rightarrow v_0 = 1,2$$

Con esas condiciones se consigue que la velocidad en el canal sea aproximadamente una media entre la velocidad máxima y mínima aconsejada. Así, se evitarán problemas de sedimentación, desperfectos en las barras, etc.

2.3.5.2. Rejas

En la tabla 5 se muestran los valores y dimensiones adoptados tanto para la reja de gruesos como para la reja de finos.

Tabla 5. Valores y dimensiones rejas

	Reja de gruesos	Reja de finos
<i>CARACTERISTICA</i>	<i>DIMENSION</i>	
Número de barras	11	36
Separación útil entre barras	50 mm.	10 mm.
Espesor de las barras	10 mm.	6 mm.
Sección mojada perpendicular a la corriente	$\geq 0,215 \text{ m}^2$	$\geq 0,285 \text{ m}^2$
Modo de limpieza	Automática	Automática

A continuación, en la tabla 6, se muestran los valores típicos que adquieren las características de un proyecto de instalaciones de rejas. Observando dichos datos, se puede comprobar que los cálculos realizados en este proyecto quedan dentro del rango aconsejado.

Tabla 6. Valores típicos rejas de limpieza mecánica.

Fuente Metcalf-Eddy.

<i>Característica</i>	<i>Rejas de limpieza mecánica</i>
Separación útil entre barras	15 -75 mm.
Espesor de las barras	5 -15 mm
Velocidad de aproximación	0,6 -1,0 m/s
Pérdida de carga permisible	150 mm.

2.4. DESARENADOR -DESENGRASADOR

Se diseña un desarenador-desengrasador aireado con el objetivo de eliminar las partículas de arena retenidas en un tamiz de malla (0,21 mm.), aceites y grasas, así como las partículas de tamaño superior a 200 micras, con el fin de evitar abrasiones, desgastes en las bombas y sobrecargas e interferencias en operaciones unitarias posteriores.

Como criterio de diseño se puede optar por la carga hidráulica o el tiempo de detención. Generalmente, el desarenador-desengrasador aireado se proyecta según el tiempo de detención. Por ello y por conocer de antemano los tiempos de detención típicos para estas instalaciones, seleccionamos dicho parámetro como criterio de diseño.

Para eliminar sólo arenas, el tiempo de detención se cifra en 5 minutos, pero este tiempo resulta escaso para el desmenuado y separación de grasas. Para esto último se requieren del orden de 10-15 minutos a caudal máximo mantenido. Se elige, entonces, un tiempo medio de 15 minutos.

- Tiempo de detención: 15 minutos.
- Caudal máximo: 0,1042 m³/s.
- Caudal medio: 0,035 m³/s.

2.4.1. DIMENSIONADO

Se ha estimado conveniente emplear una unidad capaz de tratar el 100% del caudal máximo. Esta decisión se basa en razones económicas. Además, en distintas depuradoras visitadas es muy normal establecer un pretratamiento totalmente común que en su final se desglosa en dos o más líneas de agua paralelas.

Para el tiempo de detención establecido, el volumen del desarenador-desengrasador será:

$$V = Q_{m\acute{a}x} \cdot t_R$$

V : volumen (m^3).

Q_{\max} : caudal máximo (m^3/s).

t_R : tiempo de retención (s).

$$V = 0,1042 \frac{m^3}{s} \times 15 \text{ min.} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min.}}$$

$$V = 93,78 \text{ m}^3$$

Para determinar las dimensiones de la unidad es necesario establecer las siguientes relaciones:

- Relación longitud-anchura.
- Relación anchura-profundidad.

Según la bibliografía consultada, dichas relaciones deben estar comprendidas entre:

$$L/A \rightarrow 3:1 - 5:1$$

$$A/P \rightarrow 1:1 - 5:1$$

Suponemos una anchura de 4,0 m., valor éste que entra dentro del rango de de los valores típicos para el proyecto de desarenadotes aireados.

$$\frac{A}{P} = \frac{2}{1} = \frac{4}{x} \Rightarrow x = 2 \text{ m. de profundidad}$$

$$\text{Volumen} = \text{Longitud} \times \text{Anchura} \times \text{Profundidad}$$

$$L = \frac{\text{Volumen}}{\text{Anchura} \times \text{Profundidad}}$$

$$L = \frac{93,782 \text{ m}^3}{4 \text{ m} \cdot 2 \text{ m}}$$

$$L = 11,72 \text{ m.}$$

Es recomendable aumentar la longitud obtenida en un 15% más para tener en cuenta las condiciones de entrada y salida.

$$L = 11,72 + 0,15 \cdot 11,72$$

$$L = 13,48 \text{ m.} \rightarrow L = 13,5 \text{ m}$$

Adoptamos entonces una unidad de desarenador – desengrasador con las siguientes dimensiones:

$$\mathbf{L = 13,5 \text{ m.}}$$

$$\mathbf{A = 4 \text{ m.}}$$

$$\mathbf{P = 2 \text{ m.}}$$

Teniendo en cuenta las características mencionadas, se elegirá una la unidad con puente móvil de 4 x 13,5 m.

2.4.2. NECESIDADES DE AIREACIÓN

El aparato lleva una zona de aeración en la que se inyecta aire por su parte inferior, y una zona tranquilizada destinada a la acumulación de las grasas en la superficie.

El suministro de aire debe estar comprendido, según la bibliografía consultada, entre 0,15-0,45 m³/m×min. de longitud, siendo el valor típico 0,3.

Precisamente, es dicho valor el que tomaremos para realizar nuestros cálculos.

- Suministro de aire: $0,3 \text{ m}^3/\text{m} \times \text{min.}$

Multiplicando este factor de carga por la longitud, se obtiene que:

$$\text{Caudal de aire} = 0,3 \text{ m}^3/\text{m} \times \text{min.} \times 13,5 \text{ m.} = 4,05 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$\text{Caudal de aire} = 243 \text{ m}^3/\text{h}$$

Entonces, para facilitar la flotación de grasas utilizaremos aireadores sumergibles. Adoptaremos tres aireadores de 1,5 kW de potencia neta unitaria.

Esto supone una potencia específica de:

$$\frac{3 \times 1,5}{270} \times 1000 = 16,6 \text{ W/m}^3$$

2.4.3. ESTIMACIÓN DE LA CANTIDAD DE ARENA

Se espera un caudal de mezcla-agua de 30 l/m^3 de agua residual. Para el caudal máximo de diseño, caudal máximo de mezcla agua-arena será:

$$\frac{0,03 \text{ m}^3 \text{ arena}}{1 \text{ m}^3 \text{ agua}} = \frac{x}{375 \text{ m}^3/\text{h}} \rightarrow x = 11,25 \text{ m}^3/\text{h}$$

2.4.4. EXTRACCIÓN DE ARENAS Y GRASAS

Se prevé una cantidad de arena a extraer de $11,25 \text{ m}^3/\text{h}$, lo que crea la necesidad de instalar una bomba de extracción de arenas de $12 \text{ m}^3/\text{h}$.

El agua y arena extraídas se conducirán mediante tubería hasta el sistema de

extracción. Se adoptará un clasificador de arenas de tornillo capaz para un caudal máximo de 30 m³/h.

La extracción de las grasas se realizará mediante rasqueta de superficie y rebose, a través de una rampa dispuesta a tal efecto. Las grasas pasan desde el canal de recogida hasta un pozo desde el que se bombean al desnatador. En el desnatador se desprenden de su contenido en agua y se envían a un vertedero.

Se instalará un equipo concentrador de grasas capaz de asimilar un caudal de 5 m³/h.

Para el bombeo de grasas al desnatador, se colocará una bomba sumergible de 3 m³/h. En el pozo de bombeo de grasas se instalará un agitador sumergible de 0,75 kW para evitar la separación del agua y las grasas.

2.4.5. CUADRO RESUMEN

Seguidamente se expone la tabla 7, donde se sintetizan las propiedades más relevantes del proyecto del desarenador-desengrasador.

Tabla 7. Cuadro resumen desarenador-desengrasador

<i>CARACTERÍSTICA</i>	<i>DIMENSIÓN</i>
Nº de unidades	1
Caudal máximo	0,1042 m³/s
Volumen útil	93,78 m³/
Superficie útil	54 m²
Ancho útil	4 m.
Largo útil	13,5 m.
Profundidad útil	2 m.
Caudal de aire	243 m³/h
Extracción total de arena	11,25 m³/h

En la arqueta de entrada al desarenador se incluirá un juego de compuertas

para aislamiento y by-pass del mismo.

Seguidamente, en la tabla 8, se refleja la información típica para el diseño de un desarenador-desengrasador aireado, según Metcalf-Eddy. Observando nuestro proyecto y dicha información, podemos afirmar que nuestros cálculos quedan dentro del rango común.

Tabla 8. Valores típicos rejas de limpieza mecánica.

Fuente Metcalf-Eddy.

CARACTERÍSTICA	INTERVALO
Profundidad (m.)	2-5
Longitud (m.)	7,5-20
Anchura (m.)	2,5-7
Relación anchura-profundidad	1:1-5:1
Relación longitud-anchura	3:1-5:1
Tiempo de detención a caudal punta (min.)	10-15
Suministro de aire (m ³ /m ³ ·min.)	0,15-0,45
Cantidades de arena y espumas (m ³ /10 m ³ de agua.)	0,004-0,200

2.4.6. ELIMINACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN DESARENADOR

Las condiciones de funcionamiento del desarenador-desengrasador son las siguientes:

- Caudal máximo a tratar 375 m³/h.
- Tiempo retención 10-15 minutos.

▪ *Eliminación SS en desarenador.*

Con estas condiciones de funcionamiento y dado que la velocidad del agua es más alta que la que permite sedimentar a los SST, podemos esperar que se eliminen aproximadamente un 2% . Tendremos, entonces:

- Caudal máximo diario $\rightarrow 9.000 \text{ m}^3/\text{d}$.
- Concentración de SS en el agua bruta $\rightarrow 408 \text{ mg/l}$.
- SS en el agua bruta $\rightarrow 3.672 \text{ kg /día}$.
- Rendimiento de eliminación $\rightarrow 2\%$.
- Concentración de SS en agua salida desarenador $\rightarrow 400 \text{ mg/l}$.
- SS en el agua salida desarenador $\rightarrow 3600 \text{ kg /día}$.
- SS eliminados $\rightarrow 72 \text{ kg /día}$.

3. TRATAMIENTO PRIMARIO

3.1. DECANTADOR PRIMARIO

Los cálculos necesarios para el dimensionamiento del decantador primario se realizarán atendiendo a los resultados analíticos del agua a tratar.

Se debe añadir que como parámetros de dimensionamiento se establecieron los valores típicos para las aguas residuales urbanas, por ser éstas las que tienen mayor relevancia.

3.1.1. DATOS DE PARTIDA

a) Caudales de diseño totales (se repartirán en dos líneas).

- $Q_{\text{medio}} = 62,5 \text{ m}^3/\text{h} = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{máx.}} = 187,5 \text{ m}^3/\text{h} = 0,052 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{medio horario}} = 62,5 \text{ m}^3/\text{h}$

b) Contaminación a tratar.

- $[\text{SS}]_{\text{media}} = 408 \text{ mg/l}$
- $[\text{DBO}_5]_{\text{media}} = 435 \text{ mg/l}$

3.1.2. DIMENSIONADO DEL DECANTADOR PRIMARIO

- Variables a establecer para un correcto dimensionado.

Para llevar a cabo satisfactoriamente los cálculos se emplearán los factores de sobredimensionamiento indicados en la tabla 9:

Tabla 9. Factores sobredimensionamiento
Fuente Metcalf-Eddy.

<i>Parámetro</i>	<i>Operación a realizar</i>	<i>Factor</i>	<i>Típico</i>
Carga superficial	÷	1,25 -1,75	1,25
Tiempo retención	x	1,25 -1,75	1,25

Seguidamente, ofrecemos una gráfica (figura 4) y un cuadro (tabla 10) donde se relaciona el % de S.S. separados en función del tiempo de detención.

Tabla 10. % de S.S. separados en función del tiempo de detención

Tiempo retención (min)	5	10	15	20	25	30	35	40	50	55	65	70	75	80	85
%S.S. separados	18	27,5	34	39,5	43,5	48	51	54	60	62,5	66	67,5	69	71	71,5

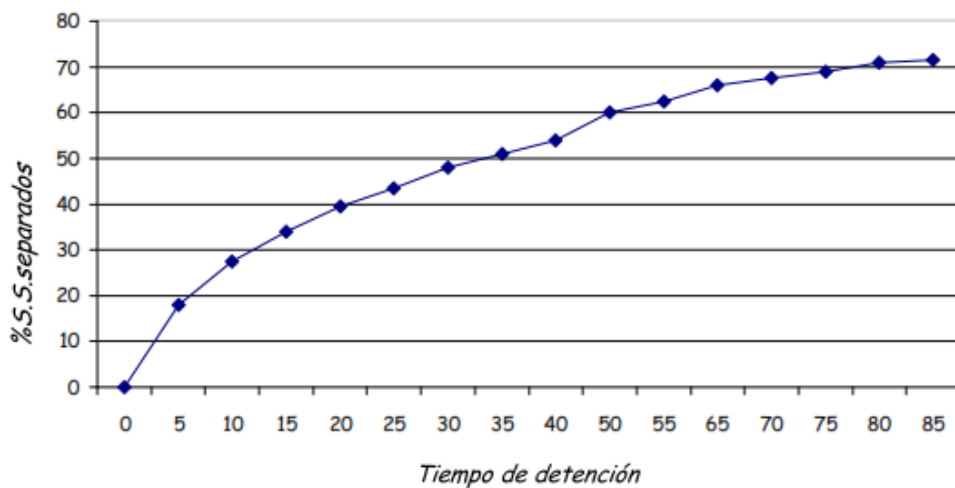


Figura 4. % de S.S. separados en función del tiempo de detención

Vamos a optar por un rendimiento que alcance el 71,5 % de eficacia.

Según la gráfica de la figura 4, para una eliminación del 71,5 % de S.S. se

requiere un tiempo de retención de 85 minutos.

Por tanto, aplicando el factor de sobredimensionamiento comentado anteriormente, nos queda:

$$Tr = 85 \text{ min.} \cdot 1,25 = 106,25 \text{ min.} = \mathbf{1,77 \text{ horas.}}$$

El tiempo de retención establecido queda dentro de los límites normales según bibliografías consultadas como demostraremos en apartados posteriores.

El otro parámetro que se emplea para el cálculo del sedimentador es la carga de superficie. Si representamos el porcentaje de S.S. separados frente al factor de carga superficial se obtiene la tabla 11 y la figura 5.

Tabla 11. % de S.S. separados frente a carga superficial

%SS separados	18	27,5	34	39,5	43,5	48	51	54	60	62,5	66	67,5	69	71	71,5
Carga superf. (m ³ /m ² ·d).	571	335	240	185	160	130	110	90	85	82,5	73	70	68	64	62

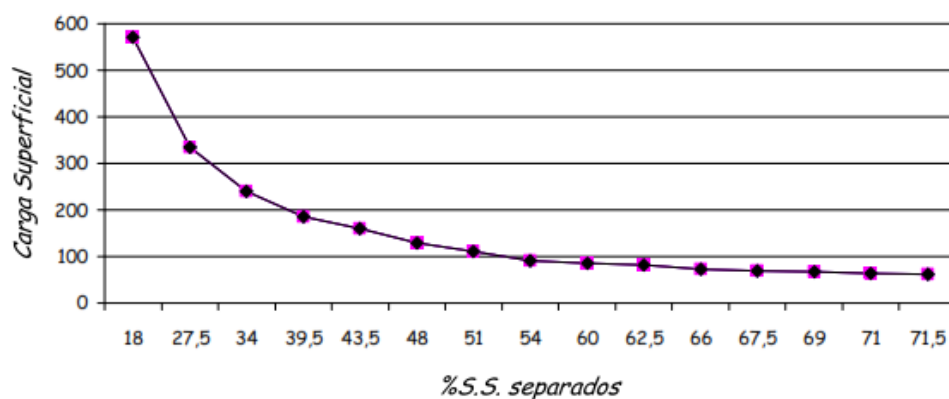


Figura 5. % de S.S. separados frente a carga superficial

Habíamos establecido una eficacia de eliminación de S.S. del 71,5 %. Buscando este valor en la curva representada, se obtiene un factor de carga superficial de 62 (m³/m²·d). Aplicando el factor de sobredimensionamiento:

$$\text{Factor de carga superf.} = \frac{62}{1,25} = 49,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d.}$$

Hasta ahora hemos determinado 2 factores fundamentales para el dimensionado de los decantadores primarios:

- Tiempo de detención = 1,77 horas
- Carga de superficie = 49,6 m³/m²·d. = 2,07 m³/m²·d.

Para conocer el rendimiento de eliminación de DBO que vamos a lograr atenderemos a la carga de superficie establecida. A continuación se muestra la figura 6, una gráfica donde se relaciona el porcentaje de eliminación de DBO con el factor de carga.

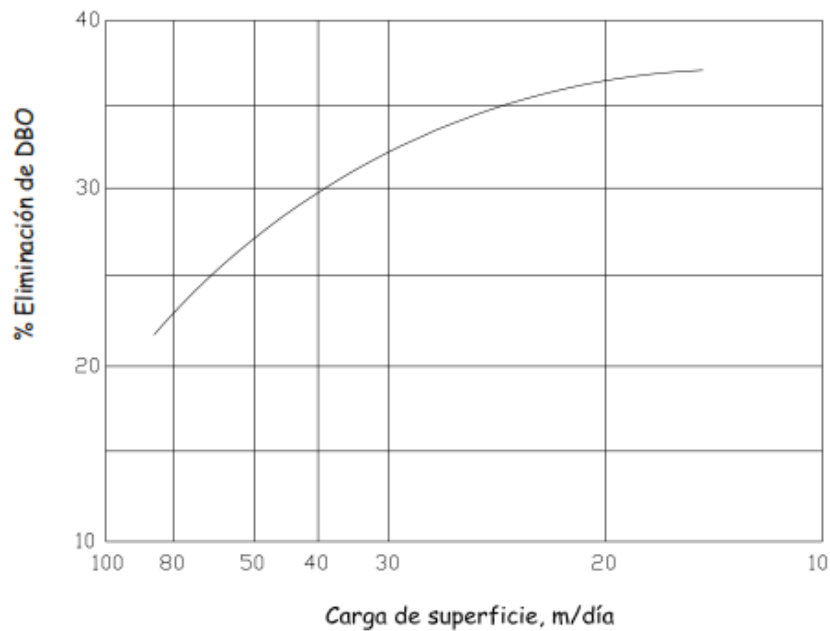


Figura 6. Gráfica porcentaje de eliminación de DBO frente al factor de carga.

La carga superficial adoptada se cifra en $49,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

Trasladando este dato a la gráfica anterior vemos que el porcentaje de eliminación se cifra en un 30%, aproximadamente.

Para la obtención de todos los caudales y concentraciones que afectan a la unidad de sedimentación, es necesario conocer el porcentaje de S.S. en los lodos que se corresponda con el tiempo de detención establecido. Para ello, emplearemos una gráfica donde se representa el porcentaje de sólidos en suspensión en lodos frente al tiempo de retención (figura 7). Averiguando ese dato, podremos realizar un balance de materia respecto al decantador primario.

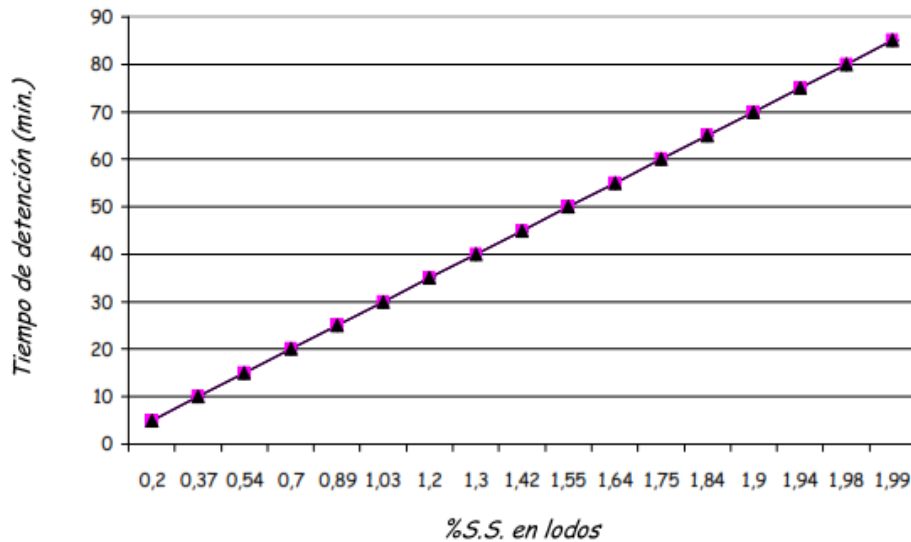


Figura 7. Gráfica %SS en lodos frente a tiempo de detención

Para un tiempo de retención de 85 minutos, el porcentaje de S.S. en lodos asciende a 1,99% kg/l → 19.900 mg/l.

Sintetizando los datos determinados hasta ahora, tenemos que:

- Tiempo de retención = 106,25 min.
- Factor de carga mejorado = 49,6 m³/m²·d.
- % S.S. en Lodos = 1,98% = 19.900 mg/l

$$[SS]_e = \left(1 - \frac{71,5}{100}\right) \times 408 = 116,28 \text{ mg/l}$$

■ ***Cálculo de la superficie, diámetro y altura efectiva del decantador primario.***

El cálculo del área útil del tanque de sedimentación primaria se hace en base al caudal máximo de entrada que va a recibir y a la carga hidráulica establecida.

$$\text{Superficie} = \frac{Q_a}{\text{Carga hidraulica}}$$

$$\text{Superficie} = \frac{4.500 \text{ m}^3/\text{d}}{49,6 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}}$$

$$\text{Superficie} = 90,73 \text{ m}^2$$

Optamos por decantadores circulares para cada línea por lo que se procede a hallar su diámetro.

$$S = \pi \cdot r^2 \rightarrow r = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$r = \sqrt{\frac{90,73}{\pi}} = 5,37 \approx 5,5 \text{ m.}$$

$$\text{Diámetro} = 11 \text{ m.} \rightarrow \text{Superficie} = 95 \text{ m}^2$$

A continuación, hallaremos la altura media efectiva necesaria para conseguir un tiempo de retención de 1,77 horas (106,2 minutos) establecido en apartados precedentes.

$$\text{Altura media efectiva} = \frac{Q_a \times t_r}{\text{Superficie}}$$

$$\text{Altura media efectiva} = \frac{4.500 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 1,77 \text{ h} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}}}{95 \text{ m}^2}$$

$$\text{Altura media efectiva} = 3,5 \text{ m.}$$

(es conveniente dejar un resguardo de 0,7 m. para evitar salpicaduras al exterior)

Tras consultar varios autores, se ha encontrado un cuadro donde se

relacionan los tiempos de detención con las cargas superficiales y las profundidades de los tanques de sedimentación. En la tabla 12 se muestran estos valores para comprobar que los parámetros calculados en este proyecto son válidos.

Tabla 12. Relación tiempo detención - carga superficial – profundidad tanque sedimentación

Carga superficial (m ³ / m ² d)	Tiempo de detención (h.)			
	3,0 m. de profund.	3,5 m. de profund.	4,0 m. de profund.	5,0 m. de profund.
24	3,0	3,5	4,0	5,0
32	2,3	2,6	3,0	3,8
48	1,5	1,8	2,0	2,5
60	1,2	1,4	1,6	2,0
80	0,9	1,1	1,2	1,5
100	0,7	0,8	1,0	1,2
120	0,6	0,7	0,8	1,0

En nuestro dimensionamiento hemos establecido un tiempo de retención de 1,77 horas y una profundidad de 3,5 m. Realizando una interpolación de Lagrange entre los valores marcados en negrita, tenemos que la carga de superficie que se corresponde con nuestros datos es 48,9 y el valor determinado es 49,6 (m³/ m²d). Así, quedan justificados nuestros cálculos.

■ *Cálculo de la zona de entrada al decantador.*

La zona de entrada al decantador se localizará en la parte inferior, teniendo una alimentación central. En esta zona, el agua residual pasa por un cilindro de entrada de distribución proyectado para repartir el flujo por igual en todas las direcciones.

Debemos conocer el diámetro y la altura necesaria para el cilindro. Para ello, partiremos de los datos obtenidos en el dimensionamiento del decantador.

$$\phi_{\text{decant.}} = 11 \text{ m.}$$

$$h_{\text{decant.}} = 3,5 \text{ m.}$$

Según bibliografía consultada, se debe cumplir:

$$0,05 < \frac{\phi_{\text{cilindro.}}}{\phi_{\text{decant.}}} < 0,2$$

$$0,25 < \frac{h_{\text{cilindro.}}}{h_{\text{decant.}}} < 0,65$$

Considerando los valores mínimos, tenemos que:

$$0,05 \cdot \phi_{\text{decant.}} = \phi_{\text{cilindro}} \rightarrow \phi_{\text{cilindro}} = 0,05 \cdot 11 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$$

$$0,25 \cdot h_{\text{decant.}} = h_{\text{cilindro}} \rightarrow h_{\text{cilindro}} = 0,25 \cdot 3,5 \text{ m} = 0,875 \text{ m}$$

Considerando los valores máximos, tenemos que:

$$0,05 \cdot \phi_{\text{decant.}} = \phi_{\text{cilindro}} \rightarrow \phi_{\text{cilindro}} = 0,2 \cdot 11 \text{ m} = 2,20 \text{ m}$$

$$0,65 \cdot h_{\text{decant.}} = h_{\text{cilindro}} \rightarrow h_{\text{cilindro}} = 0,65 \cdot 3,5 \text{ m} = 2,30 \text{ m}$$

Entonces las dimensiones del cilindro deben estar comprendidas entre los siguientes valores:

$$0,55 \text{ m.} < \phi_{\text{decant.}} < 2,20 \text{ m.}$$

$$0,875 \text{ m.} < h_{\text{decant.}} < 2,3 \text{ m.}$$

■ *Cálculo del vertedero de salida.*

La carga sobre vertedero depende del caudal de agua que entra a un determinado equipo. Se refiere al caudal por unidad de longitud que se utiliza para

dimensionar un proceso de tratamiento, y para tanques de decantación primaria oscila entre 125-500 m³/m.día (según Metcalf-Eddy).

La longitud del decantador se puede expresar como

$$L = 2 \cdot \pi \cdot r \rightarrow L = 2 \cdot \pi \cdot 5,5 \rightarrow L = 34,56 \text{ m}$$

$$Q_{\text{a tratar}} = 4.500 \text{ para cada tanque}$$

$$\text{Carga sobre el vertedero} = \frac{Q_{\text{a tratar}}}{\text{Longitud}}$$

$$\text{Carga sobre el vertedero} = \frac{4.500 \text{ m}^3 / \text{d}}{34,56 \text{ m}} = 130,20 \text{ m}^3 / \text{m} \cdot \text{dia}$$

Considerando el margen comentado anteriormente:

$$125 < 130,20 < 500 \text{ m}^3 / \text{m} \cdot \text{dia}$$

La carga sobre vertedero calculada es admisible ya que cumple con las restricciones expuestas.

■ *Cálculo de la poceta de fango.*

Planteamos el balance de materia para hallar el resto de parámetros. El balance está referido al total del caudal, es decir, a las dos unidades de decantación.

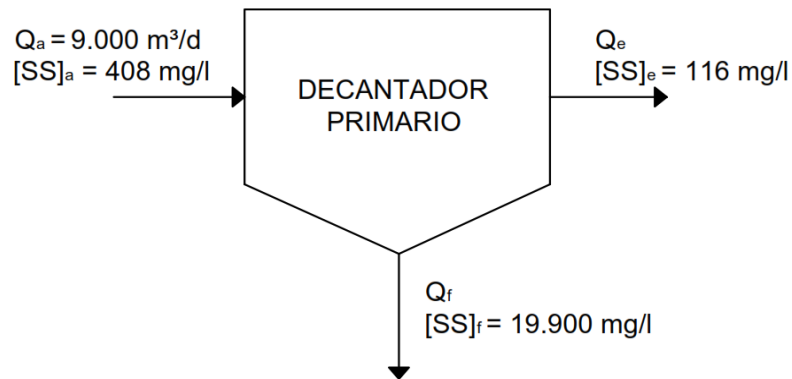


Figura 8. Balance materia decantador primario

$$\dot{m}_a = \dot{m}_e + \dot{m}_f$$

$$Q_a \cdot \rho_a = Q_e \cdot \rho_e + Q_f \cdot \rho_f$$

como $\rho_a \approx \rho_e \approx \rho_f \rightarrow Q_a = Q_e + Q_f$

$$Q_a \cdot [SS]_a = Q_e \cdot [SS]_e + Q_f \cdot [SS]_f$$

$$Q_f = \frac{Q_a \cdot ([SS]_a - [SS]_e)}{[SS]_f - [SS]_e}$$

$$Q_f = \frac{9.000 \cdot (0,408 - 0,116)}{19,9 - 0,116}$$

$$\mathbf{Q_f = 133 \text{ m}^3/\text{d}}$$

$$Q_e = (9.000 - 133) \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_e = 8.867,16 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\mathbf{Q_e = 8.867 \text{ m}^3/\text{d}}$$

Bombeo de fangos $\rightarrow 133 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \times \frac{1 \text{ dia}}{24 \text{ h}} = 5,54 \text{ m}^3/\text{h}$

Para calcular el volumen de la poceta de fangos hay que tener en cuenta el volumen de fangos generados y el tiempo de retención que se realizará en los tanques.

Volumen de fangos producidos = 5,54 m³/h

tr= 1,77 h.

$$V = 5,54 \text{ m}^3/\text{h} \times 1,77 \text{ h} = 9,80 \text{ m}^3$$

Estableciendo un margen de seguridad del 20%

$$V = 11,75 \text{ m}^3$$

$$V = 5,88 \text{ m}^3 \text{ (para cada decantador)}$$

■ *Bombeo de flotantes.*

El decantador primario va equipado con una rasqueta superficial de extracción de flotantes. Los flotantes extraídos se recogen en un pozo o arqueta de drenaje. Para ello, se han seleccionado 2 bombas de flotantes de 4 m³/h (una en reserva). Cabe la posibilidad de almacenar los flotantes en el pozo y realizar una limpieza y acondicionamiento periódicos del mismo.

3.1.3. CUADRO RESUMEN

A continuación, en la tabla 13, se muestran las características generales de los decantadores primarios.

Tabla 13. Características decantador primario

<i>CARACTERÍSTICA</i>	<i>DIMENSIÓN</i>
Nº de unidades	2
Caudal máximo	375 m³/h.
Tiempo de detención	1,77 horas
Carga superficial	49,6 m³/m²·día
Carga sobre vertedero	130,20 m³/m·día
Superficie útil	95 m²
Volumen útil	332,5 m³
Altura media efectiva (profundidad)	3,5 m.
Diámetro	11m.
Pendiente en la solera	80 mm/m

.En la tabla 14 figuran los valores típicos que adquieren las características de un proyecto de instalaciones de decantación primaria circular. Observando dichos datos, se puede comprobar que los cálculos realizados en este proyecto quedan dentro del rango aconsejado.

Tabla 14. Valores típicos decantador primario.

Fuente Metcalf-Eddy.

<i>CARACTERÍSTICA</i>	<i>DIMENSIÓN</i>
Carga superficial (m³/m²·día) (a Q_{máx})	80-120
Carga sobre vertedero(m³/m·día)	125 - 500
Profundidad (m)	3 – 4,9
Diámetro (m)	3- 60,0
Pendiente de la solera (mm/m)	1/16

3.2. CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LA DECANTACIÓN PRIMARIA. ELIMINACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN

Las condiciones de funcionamiento de cada uno de los decantadores primarios adoptados son las mostradas en la tabla 15.

Tabla 15. Condiciones de funcionamiento decantador primario

	Caudal medio	Caudal máximo
Caudal a tratar (m ³ /h)	62,5	187,5
Carga superficial (m ³ /m ² ·día)	40	100
Tiempo retención (horas)	5,32	1,77
Carga sobre vertedero(m ³ /m·día)	43,40	250

Con estas condiciones de funcionamiento podemos esperar los siguientes rendimientos de eliminación de la contaminación:

- Eliminación de S.S. → 71,5 %
- Eliminación de DBO → 30%
- Eliminación DQO → 25%
- Eliminación de NTK →10%
- Eliminación de fósforo →10% (no lo tomaremos en cuenta porque el agua tratada se utilizará para regadío por lo que interesa que se mantenga en el agua).

▪ ***Eliminación SS en decantación primaria.***

En la decantación primaria se elimina el 71,5% de los SS. Tendremos, entonces:

- Caudal máximo diario → 9.000 m³/d.
- Concentración de SS en el agua bruta → 408 mg/l.
- SS en el agua bruta →3.672 kg /día.
- Rendimiento de eliminación →71,5%.
- Concentración de SS en agua decantada→116,28 mg/l.
- SS en el agua decantada →1046,52 kg /día.
- SS eliminados → 2.625,48 kg /día.

▪ Eliminación DBO_5 en decantación primaria.

Tal y como indicábamos anteriormente, adoptamos un rendimiento de eliminación de DBO_5 en decantación primaria del 30% .

Tendremos, entonces:

- Caudal máximo diario $\rightarrow 9.000 \text{ m}^3/\text{d}$.
- Concentración de DBO_5 en el agua bruta $\rightarrow 435 \text{ mg/l}$.
- DBO_5 en el agua bruta $\rightarrow 3.915 \text{ kg } DBO_5 / \text{día}$.
- Rendimiento de eliminación $\rightarrow 30\%$.
- Concentración de DBO_5 en agua decantada $\rightarrow 304,5 \text{ mg/l}$.
- DBO_5 en el agua decantada $\rightarrow 2.740,5 \text{ kg } DBO_5 / \text{día}$.
- DBO_5 eliminada $\rightarrow 1.169,5 \text{ kg } DBO_5 / \text{día}$.
- Concentración de DBO_5 en fango $\rightarrow 152,035 \text{ mg/l}$.

▪ Eliminación DQO en decantación primaria.

Se establece que en la decantación primaria se elimina el 25% de la DQO de entrada. Tendremos, entonces:

- Caudal máximo diario $\rightarrow 9.000 \text{ m}^3/\text{d}$.
- Concentración DQO en el agua bruta $\rightarrow 700 \text{ mg/l}$.
- DQO en el agua bruta $\rightarrow 6.300 \text{ kg } DQO/\text{día}$.
- Rendimiento de eliminación $\rightarrow 25\%$.
- Concentración de DQO en agua decantada $\rightarrow 525 \text{ mg/l}$.
- DQO en el agua decantada $\rightarrow 4.725 \text{ kg } DQO/\text{día}$.

- DQO eliminada → 1.575 kg DQO/día
- Concentración de DQO en fango → 12,11 mg/l.

▪ ***Eliminación NTK en decantación primaria.***

Tal y como indicábamos anteriormente, adoptamos un rendimiento de eliminación de NTK en decantación primaria del 10%.

Tendremos, entonces:

- Caudal máximo diario → 9.000 m³/d.
- Concentración de NTK en el agua bruta → 70 mg/l.
- NTK en el agua bruta → 630 kg NTK/día.
- Rendimiento de eliminación → 10%.
- Concentración de NTK en agua decantada → 63 mg/l.
- NTK en el agua decantada → 567 kg NTK/día.
- NTK eliminada → 63 kg NTK/día.

4. TRATAMIENTO SECUNDARIO

Como se comentó en la memoria descriptiva, tras estudiar las distintas posibilidades, se llegó a la conclusión de que un reactor UASB constituye un tratamiento óptimo, dadas las características del agua a tratar y el aprovechamiento energético que su utilización supone, así como el aprovechamiento de nutrientes para la utilización en regadío agrícola.

Debido a que los tiempos de arranque de los reactores son elevados y la DBO de entrada en el reactor no es elevada, se ha decidido instalar un solo reactor que trate el agua procedente de los dos decantadores primarios.

A continuación, en la figura 9, se expone un esquema gráfico donde se sintetiza el tratamiento secundario a seguir y las variables que lo controlan.

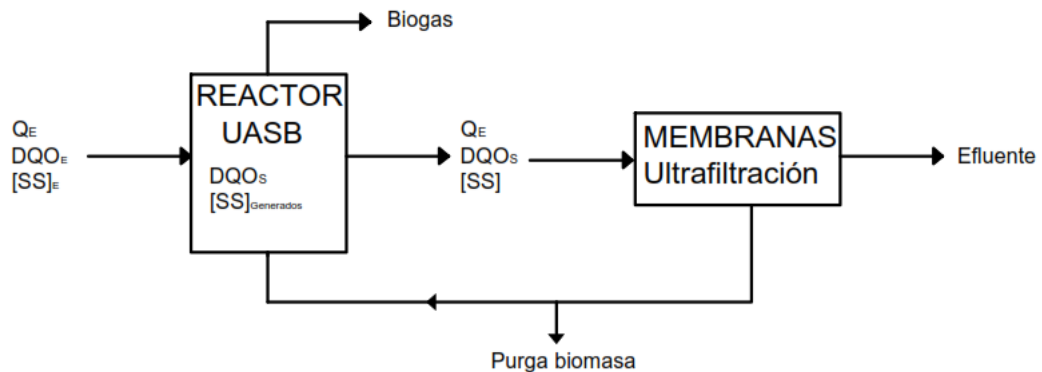


Figura 9. Esquema gráfico tratamiento secundario

4.1. DATOS DE PARTIDA

■ Caudal, Q_E

El caudal de entrada al tratamiento biológico será el que proceda del efluente del tratamiento primario, $8.531 \text{ m}^3/\text{d}$, estimaremos $9.000 \text{ m}^3/\text{d}$ para hacer los cálculos y sobredimensionar los equipos.

■ DQO en la alimentación, DQO_E

En el decantador primario tenemos una eficacia de eliminación de DQO del 25%.

$$\text{DQO de entrada al reactor: } 700 - 175 = 525 \text{ mg O}_2/\text{l}$$

■ Sólidos suspendidos volátiles en la alimentación del reactor, SV_E

En un principio partíamos de una concentración de S.S. de 408 mg/l . El tratamiento primario se diseñó con una eficacia de eliminación del 71,5 % con lo cual la concentración total de S.S. a la entrada del reactor será:

$$408 \text{ mg/l} \times \frac{71,5}{100} = 291,72 \text{ mg/l} \quad \text{se eliminan en el tratamiento primario}$$

$$408 - 291,72 = 116,28 \text{ mg/l}$$

La fracción de materia volátil en los S.S. que entran al tratamiento biológico asciende al 70 % del total (según Metcalf-Eddy) . Con lo cual, tenemos que el 70 % de los $116,28 \text{ mg/l}$ de S.S, que quedaron tras la decantación primaria son de carácter volátil.

$$116,28 \text{ mg/l} \times \frac{70}{100} = 81,396 \text{ mg/l} \quad \text{son sólidos volátiles}$$

$$116,28 - 81,396 = 34,88 \text{ mg/l} \quad \text{son sólidos no volátiles}$$

$$SV_E = 81,396 \text{ mg/l}$$

$$SNV_E = 34,88 \text{ mg/l}$$

■ Análisis de otros parámetros.

Sabemos que la concentración de Nitrógeno Total Kjeldhal (NTK) y el fósforo (P) son las siguientes:

$$NTK = 70 \text{ mg/l}$$

$$P = 8,2 \text{ mg/l}$$

Hemos considerado despreciable la eliminación de Fósforos en la decantación primaria, al estar ésta en presencia de oxígeno y carecer de aditivos para la coagulación-floculación.

Según lo calculado en el apartado anterior, la concentración de NTK en agua decantada es 63 mg/l.

■ Temperaturas

Se considerarán las siguientes temperaturas promedias según las estaciones más variables:

- Condiciones de verano $\rightarrow T_f = 24^\circ C$

- Condiciones de invierno $\rightarrow T_f = 20^\circ C$

4.2. CALIDAD DEL EFLUENTE REQUERIDA

Se proyectarán las instalaciones según las condiciones restrictivas legales

existentes.

- $6 \leq \text{pH} \leq 8$
- DBO_5 soluble del efluente, DBO_5
- DBO_5 máxima permisible $\leq 25 \text{ mg/l}$
- $\text{DQO} \leq 125 \text{ mg/l}$
- $\text{S.S.} \leq 35 \text{ mg/l}$.
- Contaminación bacteriológica expresada como *Escherichia coli* = 1.000 UFC/100 ml.

4.3. CONDICIONES DE DISEÑO DEL REACTOR

Se presentan a continuación, figura 10, los porcentajes de DQO según la bibliografía consultada

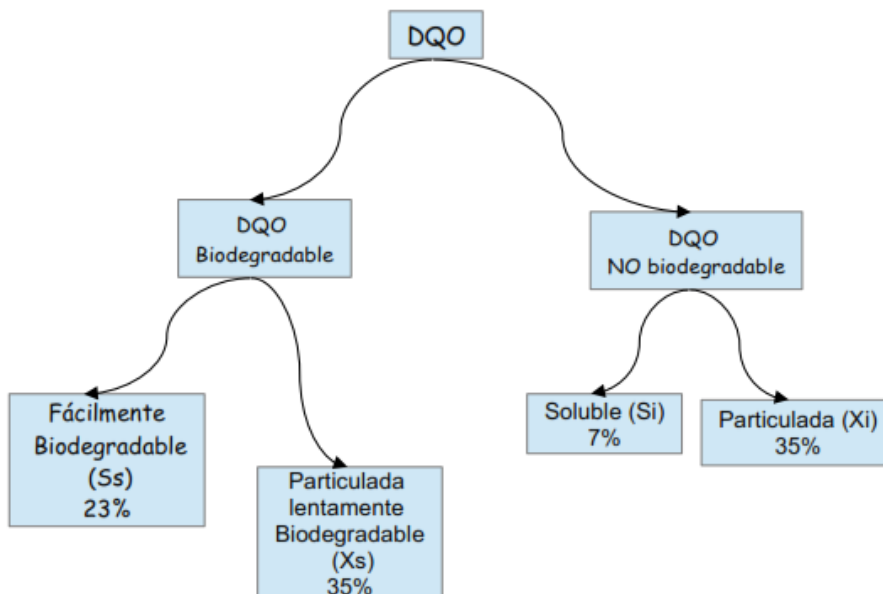


Figura 10. Porcentajes DQO

- DQO de la alimentación,

A la salida del decantador primario tenemos una concentración de DQO de 525 mg/l.

La DQO biodegradable se corresponde con la DBO_5 , que según el cuadro anterior, sería el 58% de la DQO total.

$$DQO_{Total} \times \frac{58}{100} = DQO_{biodegradable} = DBO_5$$
$$525 \times \frac{58}{100} = DQO_{biodegradable} = DBO_5 = 304,5 \text{ mg/l O}_2$$

Calculamos ahora los porcentajes según el cuadro anterior.

- DQO fácilmente biodegradable (Ss) (23%) 120,75 mg/l O₂
- DQO particulada lentamente biodegradable (Xs) (35%) 183,75 mg/l O₂
- DQO NO biodegradable Soluble (Si) (7%) 36,75 mg/l O₂
- DQO NO biodegradable particulada (Xi) (35%) 183,75 mg/l O₂

4.3.1. PARÁMETROS DE DISEÑO Y CRITERIOS DE PROYECTO

Volumen del reactor

$$V = T_{RH} \cdot Q$$

T_{RH} : Tiempo de residencia hidráulico (horas)

V: Volumen del reactor (m³)

Q: Caudal (m³/h)

Estimamos un tiempo de residencia de 10 horas

$$V = 10 \text{ horas} \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ horas}} \times 9000 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

$$\text{Volumen mínimo de reactor} = 3750 \text{ m}^3$$

Altura del reactor. El parámetro que limita la altura del reactor es la velocidad, según la bibliografía consultada, esta debe oscilar entre 0,6 y 0,9 m/h, por lo tanto, adoptando un margen de seguridad, se define una velocidad ascensional de 0,7 m/h.

La relación entre la velocidad ascensional del líquido y la altura del reactor es

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{V}{\text{TRH} \cdot A} = \frac{h}{\text{TRH}}$$

v: velocidad ascensional (m/h)

A: área superficial (m²)

h: altura del reactor (m)

Altura del reactor 7 metros

Se decide construir un tanque rectangular de altura siete metros, por lo que su volumen debe ser:

$$V = \text{ancho} \cdot \text{largo} \cdot \text{alto}$$

$$3750 = \text{ancho} \cdot \text{largo} \cdot 7$$

$$\text{Superficie} \sim 540 \text{ m}^2$$

Establecemos que la base sea rectangular, de este modo las campanas serán mas cortas y los tubos de distribución también, asegurando de este modo que el caudal de salida a través de los tubos de distribución sea el mismo

Dimensiones del reactor:

Alto 7 metros
Ancho 17 metros
Largo 34 metros

Volumen = 4046 m³

Carga orgánica volumétrica

$$\text{COV} = \frac{Q \cdot S}{V}$$

COV < 15 kgDQO/m³d

COV = carga orgánica volumétrica (kgDQO/ m³d)

Q = caudal afluente (m³/d)

S = concentración de sustrato afluente (kgDQO/m³ a la entrada del reactor)

V = volumen del reactor (m³)

$$\text{COV} = \frac{9000 \text{ m}^3/\text{día} \cdot 0,525 \text{ kg/m}^3}{4046 \text{ m}^3}$$

Los valores de COV < 15 kgDQO/m³d están estipulados para temperaturas de trabajo de 35°C, nuestro reactor trabajará todo el año

en torno a los 20°C por lo que tenemos que ir a valores de carga orgánica volumétrica más bajos, en torno a 2,5 kg DQO/m³d.

COV= 1,17 kg DQO/m³d, dentro de los valores aceptables

Carga hidráulica volumétrica

$$\text{CHV} = \frac{Q}{V} ; \quad \text{como } V = Q \cdot \text{TRH} \Rightarrow \text{CHV} = \frac{1}{\text{TRH}}$$

$$\text{CHV} < 5 \text{ m}^3 / \text{m}^3\text{d} \text{ (TDH} > 4.8 \text{ h)}$$

CHV: carga hidráulica volumétrica (m³/ m³d)

Q: caudal afluente (m³/d)

V: volumen del reactor (m³)

TRH: tiempo de retención hidráulico (d)

Como TRH lo establecimos en 10 horas, la carga hidráulica volumétrica es

$$\text{CHV} = \frac{1}{10 \text{ horas} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ horas}}}$$

$$\text{CHV} = 2,4 \text{ m}^3 / \text{m}^3\text{d}$$

Carga biológica (carga de lodo) Es la materia orgánica aplicada diariamente al reactor por unidad de biomasa presente. La carga biológica máxima depende de la actividad metanogénica del lodo.

$$\text{CB} = \frac{Q \cdot S}{M}$$

CB: carga biológica (kgDQO/kgSSV.d)

Q: caudal afluente (m³/d)

S: concentración de sustrato afluente (kgDQO/m³)

M: masa de microorganismos en el reactor (kgSSV/m³)

En el arranque del reactor la carga biológica, CB, será baja, del orden de 0.05-0.15 kgDQO/kgSSV.d, y se irá aumentando gradualmente. Durante la operación en régimen normal se pueden alcanzar valores de CB = 0,2 kgDQO/kgSSV.d, por lo que se decide diseñar el reactor con este valor de carga biológico.

$$0,2 \text{ Kg DQO/KgSSV/m}^3 = \frac{9000 \text{ m}^3/\text{día} \cdot 0,525 \text{ kg/m}^3}{4046 \text{ m}^3 \cdot x}$$

$$x = 5,84 \text{ Kg SSV/m}^3$$

El reactor se inoculará con fango granular, con una cantidad de forma que la concentración en el reactor sea 5,84 kg SSV/m³

Distribución del afluente

El objetivo de este sistema es dividir el caudal que llega procedente del tratamiento primario, de forma que entre el mismo caudal por diferentes puntos repartidos por la base del reactor, y el funcionamiento de este sea lo más homogéneo posible.

Se indican a continuación los parámetros adoptados para cada uno de los componentes del sistema

Tubos de distribución.

- Diámetro de 100mm.
- Velocidad < 0.2 m/s para evitar ingreso de aire al reactor y asegurar la distribución del fango.
- Número de salidas: se determina en función del área del reactor y del área de influencia de cada distribuidor.

Se establece que haya una salida por cada 3 m^2 , como tenemos una superficie de $17 \times 34 \text{ m}^2$, debemos tener aproximadamente 192 salidas.

Las salidas se repartirán en 22 filas y 9 salidas por fila, por lo que tendremos un total de 198 salidas.

Se plantea la siguiente distribución en planta (las cotas están dadas en metros):

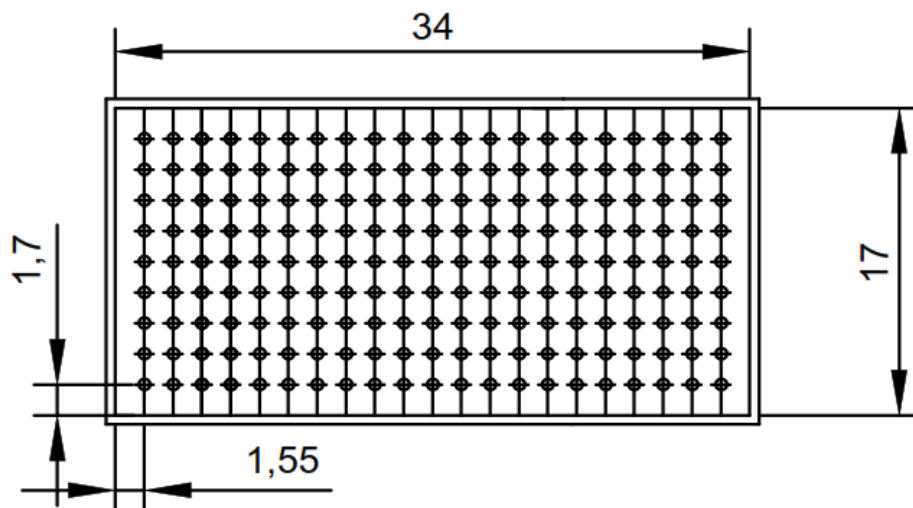


Figura 11. Distribución en planta tubos de distribución

Dispondremos de una parrilla de distribución con las siguientes

características:

Superficie unitaria	17 x 34 m.
N° de filas	22
N° de difusores por fila	9
N° de difusores por reactor	198

Separador de gases, sólidos y líquidos:

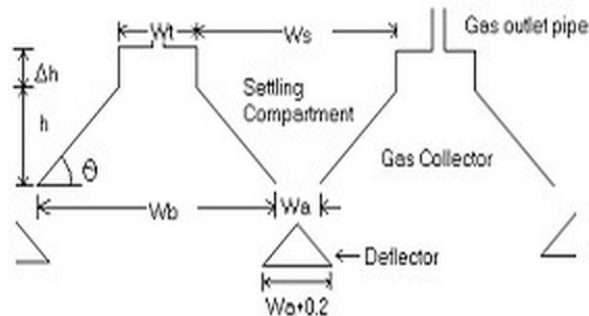


Figura 12. Esquema campanas

En el principio , la altura del separador GLS puede ser considerada como el 25 % de la altura total del reactor, en nuestro caso 1,75 m.

Para estimar el número de campanas asumimos que el ángulo de la cúpula con horizontal es de 45°.

La anchura de la base de la cúpula (W_b) se puede calcular como:

$$W_b = 2 \frac{h + \Delta h}{\tan(\alpha)}$$

Inicialmente el ancho superior (W_t) se puede considerar como de 0,25m, por lo que Δh se debe calcular mediante:

$$\Delta h = \frac{W_t}{2} \tan(\alpha) \qquad \Delta h = \frac{0,25}{2} \tan(45)$$

$$\Delta h = 0,12 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$W_b = 2 \frac{1,75 + 0,12}{\tan(45)}$$

$$W_b = 3,74 \text{ m}$$

Asumimos una separación entre campanas (W_a) de 0,8 m, por lo que el ancho de cada campana

$$WB = W_b + W_a$$

$$WB = 4,54 \text{ m}$$

El número de cúpulas se puede calcular dividiendo la anchura del reactor por WB.

$$34 / 4,54 = 7,48 \approx$$

7 campanas

Comprobamos que si colocamos 7 campanas, la separación entre las mismas (W_a) debe ser 0,8 m.

$$34 - (4,54 \times 7) = 2,22 \text{ m}$$

$$2,22 \text{ m} / 8 \text{ huecos} = 0,27 \text{ m}$$

$$W_a = 0,27 \text{ m}$$

Por lo que la separación entre campanas debería ser de 0,27 m, como esta separación es muy baja comparada con los 0,8 m establecidos bajamos el número de campanas para que así aumente la separación entre las mismas.

N° de campanas 6

$$34 - (4,54 \times 6) = 6,76 \text{ m}$$

$$6,76 \text{ m} / 7 \text{ huecos} = 0,96 \text{ m}$$

Establecemos una separación entre campanas **Wa = 0,96 m**

La anchura de la superficie del agua (WS) disponible para la sedimentación de sólidos para cada campana de gas, en la parte superior del reactor, puede ser calculada como diferencia de WB y WT

$$W_s = 4,54 - 0,25$$

$$\mathbf{W_s = 4,29 \text{ m}}$$

Comprobamos que la velocidad en la parte superior de la campana es la adecuada para que las partículas puedan sedimentar, para ello calculamos primero la sección libre por la que circula agua:

$$\boxed{\text{Sección libre} = W_s \times \text{longitud} \times \text{N}^\circ \text{ huecos}}$$

$$\text{Sección libre} = 4,29 \times 17 \times 7$$

$$\text{Sección libre} = 510,51 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = \frac{\text{Caudal}}{\text{Sección libre}}$$

$$\text{Velocidad} = \frac{9000 \text{ m}^3/\text{día}}{510,51 \text{ m}^2}$$

$$\text{Velocidad} = 17,62 \text{ m/día}$$

Velocidad en la parte superior de la campana = **0,73 m/h**, velocidad adecuada para que los sólidos puedan sedimentar.

Comprobamos ahora que la velocidad de paso entre campanas es apropiada.

$$\text{Sección libre} = W_a \times \text{longitud} \times N^\circ \text{ huecos}$$

$$\text{Sección libre} = 0,96 \times 17 \times 7$$

$$\text{Sección libre} = 114,24 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = \frac{\text{Caudal}}{\text{Sección libre}}$$

$$\text{Velocidad} = \frac{9000 \text{ m}^3/\text{día}}{114,24 \text{ m}^2}$$

$$\text{Velocidad} = 78,78 \text{ m/día}$$

Velocidad = **3,28 m/h**, esta velocidad debe ser inferior al doble de la velocidad ascensional en la parte baja del reactor, establecida en 0,7 m/h. Vemos que la velocidad de paso entre campanas es muy superior a 1,4 m/h, por lo que debemos aumentar la separación entre campanas para que se reduzca esta velocidad.

Si se aumenta la separación entre campanas se perderá biogas, para

evitarlo se decide instalar dos deflectores fijos a lo largo de todo el reactor y dos filas de campanas con las siguientes dimensiones:

Tabla 16. Cuadro resumen características campanas

Fila Inferior		Fila Superior	
Nº de campanas	5	Nº de campanas	6
Wa	1,88	Wa	0,96
Wb	3,2	Wb	3,74
WB	5,08	WB	4,54
h	1,5	h	1,75
Δh	0,1	Δh	0,12
Ws	4,83	Ws	4,29
Wt	0,25	Wt	0,25
Ángulo de cúpula con la horizontal	45°	Ángulo de cúpula con la horiz.	45°

Cálculo del vertedero de salida.

La carga sobre vertedero depende del caudal de agua que entra a un determinado equipo. Se refiere al caudal por unidad de longitud que se utiliza para dimensionar un proceso de tratamiento.

Se colocará una canaleta de recogida de agua entre cada una de las campanas.

$$\text{Caudal entre campanas} = \frac{9000 \text{ m}^3/\text{día}}{7} = 1.285,71 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Carga sobre el vertedero} = \frac{Q_{\text{a tratar}}}{\text{Longitud}}$$

$$\text{Carga sobre el vertedero} = \frac{1.285,71 \text{ m}^3/\text{día}}{17 \text{ m}} = 75,63 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{día}$$

4.3.2. CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DEL REACTOR. ELIMINACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN

■ *Eliminación DQO*

$$DQO_{\text{total}} \text{ de entrada al reactor} = 525 \text{ mg/l O}_2$$

- DQO fácilmente biodegradable, 120,75 mg/l O₂, será eliminada totalmente en el reactor.
- DQO lentamente biodegradable, parte será eliminada en el reactor. Establecemos que eliminará un 90%.

$$183,75 \times \frac{90}{100} = 165,37 \text{ mg/l O}_2. \text{ eliminada en el reactor}$$

- DQO lentamente biodegradable en efluente = 183,75 – 165,37 = 18,38 mg/l O₂
- DQO NO biodegradable, no será eliminada en el reactor, la particulada (183,75 mg/l) será retenida en las membranas y la soluble saldrá como efluente final.

$$DQO_{\text{efluente final}} = DQO_{\text{soluble no biodegradable}} + DQO_{\text{lentamente biodegradable (no eliminada en reactor)}}$$

$$DQO_{\text{efluente final}} = 36,75 + 18,38$$

$$DQO_{\text{efluente final}} = 55,13 \text{ mg/l O}_2$$

Valor por debajo de los 125 mg/l requeridos

- Caudal máximo diario → 9.000 m³/d.
- Concentración de DQO en el agua entrada UASB → 525 mg/l.
- DQO en el agua entrada reactor → 4.725 kg /día.
- Rendimiento de eliminación →
 - DQO fácilmente biodegradable (23%).
 - 90% de DQO lentamente biodegradable (35%).
 - DQO particulada (35%) retenida en la membrana.
- Concentración de DQO en agua salida UASB → 55,13 mg/l.
- DQO en el agua salida UASB → 496 kg /día.
- DQO eliminados → 4.229 kg /día.

■ **Eliminación DBO₅**

La DBO₅ eliminada en el reactor biológico corresponde a la DQO lentamente biodegradable, por lo que la DBO₅ en el efluente final será:

$$\text{DQO}_{\text{lentamente biodegradable}} \text{ en efluente} = \text{DBO}_5 \text{ en el efluente} = 18,38 \text{ mg/l O}_2$$

$$\text{DBO}_5 \text{ salida del reactor} = 18,38 \text{ mg/l O}_2$$

Valor por debajo de los 25 mg/l requeridos

■ **Eliminación S.S en Reactor UASB**

En la digestión anaerobia se elimina entorno al 90% de los SS. A pesar de que la biomasa sea granular y esté mayoritariamente en el fondo del reactor y exista una campana separadora, en el efluente del UASB siempre saldrán algunos SSV. Esta concentración puede ser de unos 0.15 -0.3 g/L de SSV. Tendremos,

entonces:

- Caudal máximo diario $\rightarrow 9.000 \text{ m}^3/\text{d}$.
- Concentración de SS en el agua entrada UASB $\rightarrow 116,28 \text{ mg/l}$.
- SS en el agua entrada reactor $\rightarrow 1046,52 \text{ kg /día}$.
- Rendimiento de eliminación $\rightarrow 90\%$.
- Concentración de SS en agua salida UASB $\rightarrow 200 \text{ mg/l}$.
- SS en el agua salida UASB $\rightarrow 104,65 \text{ kg /día}$.
- SS eliminados $\rightarrow 941,88 \text{ kg /día}$.

4.4. PRODUCCIÓN DE METANO

Para un sistema anaerobio, la DQO puede considerarse un parámetro conservativo, es decir, la suma de las DQO de entrada debe ser igual a la suma de las DQO de salida:

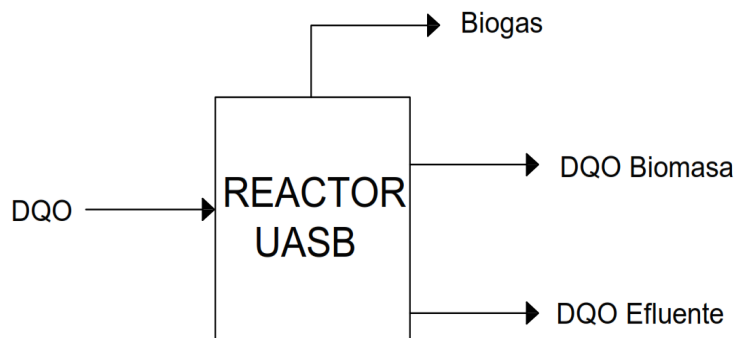


Figura 13. Balance reactor UASB

$$DQO_{\text{influyente}} = DQO_{\text{biodegradable efluente}} + DQO_{\text{biomasa}} + DQO_{\text{biogás}}$$

La DQO que contribuye a la formación de metano es la que se elimina

biológicamente, es decir el 23% correspondiente a la fácilmente biodegradable y el 35% de la lentamente biodegradable. Considerando que se elimina el 100% de la fácilmente biodegradable y el 90% de la lentamente biodegradable tendremos:

$$DQO_{eliminada\ biológicamente} = DQO_{fácilmente\ biodegradable} + 90\% DQO_{lentamente\ biodegradable}$$

$$kg\ DQO_{entrada.reactor} = 9.000 \frac{m^3}{d} \times 0,525 \frac{kg}{m^3} = 4.725 \frac{kg}{d}$$

$$kg\ DQO_{fácilmente\ biodegradable} = 4.725 \cdot 0,23 = 1.086,75 \frac{kg}{d}$$

$$kg\ DQO_{lentamente\ biodegradable} = 4.725 \cdot 0,35 = 1.653,75 \frac{kg}{d}$$

$$DQO_{eliminada\ biológicamente} = 1.086,75 + 0,90 \cdot 1.653,75 = \mathbf{2.575,125\ kg/d}$$

Si se considera un biogás formado exclusivamente por CH₄ y CO₂, y teniendo en cuenta que la DQO del CO₂ es nula, la DQO eliminada se correspondería con la DQO obtenida en forma de metano, lo cual significa 2,857 kg DQO por m³ CH₄, ó 0,35 m³ de CH₄ por kg de DQO eliminada, a P=1 at y T=0 °C, ó 0,38 m³ de CH₄ a P=1 at y 25 °C. Nuestro reactor trabaja todo el año en torno a los 20°C por lo que tendremos 0,376 m³ CH₄ por kilo de DQO.

$$2575,125\ kg\ DQO/día \frac{0,376\ m^3\ CH_4}{1\ kg\ DQO}$$

$$\mathbf{968,247\ m^3\ CH_4/día}$$

$$\mathbf{40,34\ m^3\ CH_4/h}$$

4.5. FILTRACIÓN

A la salida del reactor biológico el agua a tratar es conducida por gravedad mediante el canal de salida hasta el canal de entrada del tanque de membranas.

Entre las posibles opciones existentes en el mercado para este tipo de tratamiento y teniendo en cuenta las características del agua a tratar, se decide utilizar ultrafiltración a través membranas de fibra hueca reforzada, Zeeweed 500 module, con tamaño de poro de $0,04 \mu\text{m}$ y un caudal de filtrado de $15 \text{ l/m}^2\text{h}$, con lo que para nuestros $9.000 \text{ m}^3/\text{día}$, necesitamos una superficie de filtrado de:

$$\frac{9000 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \frac{1000 \text{ litros}}{\text{m}^3} \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}}}{15 \text{ l/m}^2\text{h}} = 25.000 \text{ m}^2$$

Los módulos de membrana van montados en una estructura llamada casete, cada casete tiene 48 o 64 módulos.

Teniendo en cuenta que el área nominal de membrana es de $31,5 \text{ m}^2$ por módulo, necesitamos

$$\frac{25000}{31,5} = 793,65 \text{ módulos}$$

$$\frac{793,65}{64} = 12,42 \text{ casetes}$$

Se instalarán 14 casetes de 64 módulos.

4.5.1. TANQUE DE MEMBRANAS

Tamaño del casete:

ancho x largo x alto

1.740 mm x 2.112 mm x 2.546 mm

Los casetes se dispondrán dentro de un tanque, situados en dos filas, por lo que se necesitará un tanque con las siguientes dimensiones

Dimensiones del tanque:

Alto	3 metros
Ancho	4 metros
Largo	15,5 metros

Las membranas no filtran de forma continua, durante un corto tiempo el agua circula en sentido contrario para lavarlas, por lo que se establecen los siguientes ciclos:

- Ciclo de filtrado 8 minutos
- Ciclo de contralavado 30 segundos
- 5 segundos de relajación

4.5.1.1. Recirculación de biogas.

Experimentalmente, se ha demostrado que para mantener agitadas las fibras de las membranas la velocidad del biogas debe ser de 40 m/h, para ello se recirculará parte del biogás producido.

$$v = \frac{Q}{\text{seccion del tanque}} \rightarrow Q = 40 \cdot 12$$

$$Q \text{ a recircular} = 480 \text{ m}^3/\text{h}$$

Se instalará un compresor capaz de recircular 480 m³/h de biogas al tanque de membranas.

4.5.2. FANGO RETENIDO EN MEMBRANAS.

Para calcular el fango retenido en la membrana, se realiza el balance de sólidos en el sistema UASB + Membrana.

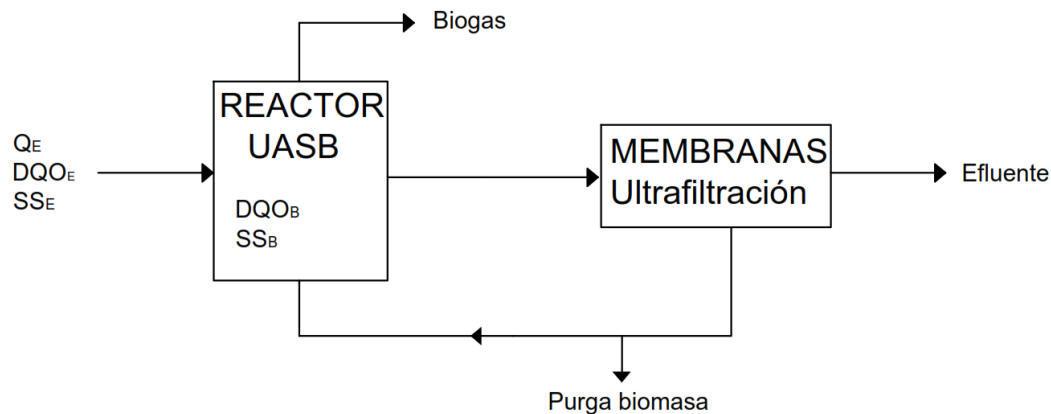


Figura 14. Balance sistema UASB-Membranas

$$\frac{kg}{d} [SS]_{\text{entrada}} + \frac{kg}{d} [SS]_{\text{generados}} = \frac{kg}{d} [SS]_{\text{efluente}} + \frac{kg}{d} [SS]_{\text{purga}}$$

Para realizar el balance de sólidos hay que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Operación del equipo en régimen estacionario.
- Todo el material particulado no biodegradable es retenido en el sistema (UASB y membrana).

En el efluente del sistema no hay sólidos suspendidos.

$$\frac{kg}{d} [SS]_{\text{efluente}} = 0 \text{ mg/l}$$

- Como ya se indicó en el punto 4.3.2. Condiciones de funcionamiento del reactor. Eliminación de la contaminación, la DQO NO biodegradable, no será eliminada en el reactor, la particulada (183,75 mg/l) será retenida en las membranas y la soluble saldrá como efluente final.

$$183,75 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \cdot 9000 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \frac{10^3 \text{l}}{\text{m}^3} \frac{\text{kg}}{10^6 \text{ mg}} = 1.653,75 \text{ kg/d retenido en la}$$

membrana

- El crecimiento de biomasa en la membrana es bajo debido a que la carga es del orden de 0,08 kg biomasa/ kg de DQO eliminada.

$$\frac{0,08 \text{ kg } SS_{\text{generados}}}{\text{kg } DQO_{\text{elim.biologicamente}}}$$

En apartados anteriores se calculó que la DQO eliminada biológicamente asciende a 2575,125 kg/d

$$2.575,125 \text{ kg } DQO_{\text{elim.biologicamente}} \frac{0,08 \text{ kg } SS_{\text{generados}}}{\text{kg } DQO_{\text{elim.biologicamente}}} = 206,01 \frac{\text{kg}}{\text{d}} SS_{\text{generados}}$$

Con estos datos el balance quedaría:

$$\frac{kg}{d}[SS]_{entrada} + \frac{kg}{d}[SS]_{generados} = \frac{kg}{d}[SS]_{efluente} + \frac{kg}{d}[SS]_{purga}$$

$$9.000 \cdot 0,116 + 206,01 = \frac{kg}{d}[SS]_{purga}$$

$$\frac{kg}{d}[SS]_{purga} = 1.205$$

$$Q_{purga} \cdot [SS]_{purga} = 1.205 \text{ kg/d}$$

- La concentración de sólidos suspendidos con los que puede operar la membrana suele ser de unos 5 -10 g sólido/l. Establecemos un valor de 8 g/L.

$$[SS]_{membrana} = 8.000 \text{ mg/l}$$

- En la membrana se produce mezcla completa. Por lo que la concentración de SS en la corriente de purga será la misma que haya en el módulo de membrana e igual a la concentración de SS en la corriente de recirculación.

$$[SS]_{purga} = [SS]_{recirculación} = [SS]_{módulo de membrana} = 8.000 \text{ mg/l}$$

$$Q_{purga} = \frac{1.205 \text{ kg/d}}{8 \text{ kg/m}^3}$$

$$Q_{purga} = 150,625 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{purga} = 6,27 \text{ m}^3/\text{h}$$

Planteamos ahora el balance de DQO para poder calcular la cantidad de DQO de la corriente de purga.

$$\frac{kg}{d}DQO_{entrada} = \frac{kg}{d}DQO_{efluente} + \frac{kg}{d}DQO_{purga} + \frac{kg}{d}DQO_{eliminados}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{\text{entrada}} = 4.725 \frac{kg}{d}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{\text{efluente}} = \frac{kg}{d} DQO_{\text{Soluble NO biodegradable}} (7\%) + \frac{kg}{d} DQO_{\text{Soluble NO eliminada}} (10\%)$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{\text{efluente}} = 4.725 \cdot (0,07 + 0,35 \cdot 0,1) = 496,125 \frac{kg}{d}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{\text{eliminados}} = \frac{kg}{d} DQO_{\text{eliminados.biologicamente}} + \frac{kg}{d} DQO_{\text{particulada}} (35\%)$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{\text{eliminados}} = 2.575,125 + 4725 \cdot 0,35 = 4.228,875 \frac{kg}{d}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{\text{purga}} = 4725 - 496,126 - 4228,875$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{\text{purga}} \simeq 0$$

Haciendo ahora el balance de sólidos al módulo de membrana, nos queda:

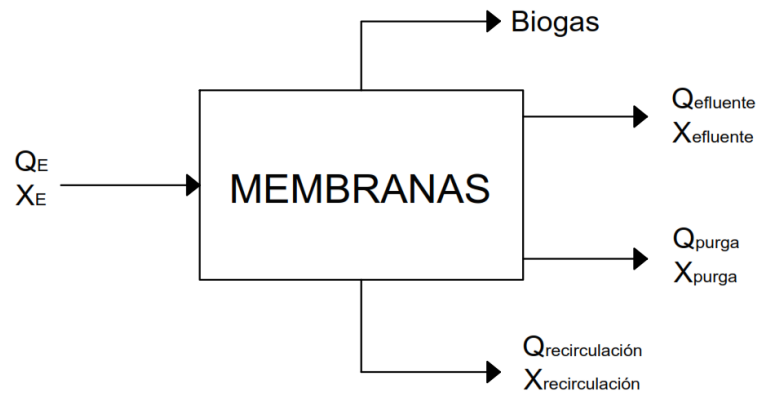


Figura 15. Balance módulo de membranas

$$\frac{kg}{d} [SS]_{\text{entrada}} = \frac{kg}{d} [SS]_{\text{efluente}} + \frac{kg}{d} [SS]_{\text{purga}} + \frac{kg}{d} [SS]_{\text{recirculación}}$$

- $[SS]_{\text{efluente}} = 0 \text{ mg/l}$
- $Q_{\text{entrada}} = Q_{\text{entrada UASB}} + Q_{\text{recirculación}}$

$$(9.000 + Q_{\text{recirculación}})[SS]_{\text{entrada}} = Q_{\text{purga}}[SS]_{\text{purga}} + Q_{\text{recirculación}}[SS]_{\text{recirculación}}$$

- La concentración de sólidos suspendidos a la salida del UASB suele estar comprendida entre 0,1-0,3 g/l. Establecemos un valor de 0,2 g/L.

$$[SS]_{\text{entrada}} = 200 \text{ mg/l}$$

- La concentración de sólidos suspendidos con los que puede operar la membrana suele ser de unos 5 -10 g sólido/l. Establecemos un valor de 8 g/L.

$$[SS]_{\text{membrana}} = 8.000 \text{ mg/l}$$

- En la membrana se produce mezcla completa. Por lo que la concentración de SS en la corriente de purga será la misma que haya en el módulo de membrana e igual a la concentración de SS en la corriente de recirculación.

$$[SS]_{\text{purga}} = [SS]_{\text{recirculación}} = [SS]_{\text{módulo de membrana}} = 8.000 \text{ mg/l}$$

$$(9.000 + Q_{\text{recirculación}})0,2 = 150,625 \cdot 8 + Q_{\text{recirculación}} \cdot 8$$

$$Q_{\text{recirculación}} = \frac{1800 - (150,625 \cdot 8)}{(8 - 0,2)}$$

$$Q_{\text{recirculación}} = 76,28 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{recirculación}} = 3,18 \text{ m}^3/\text{h}$$

Planteamos ahora el balance de DQO sobre el sistema UASB+ Membrana, para poder calcular la cantidad de DQO de la corriente de recirculación.

$$\frac{kg}{d} DQO_{entrada} = \frac{kg}{d} DQO_{efluente} + \frac{kg}{d} DQO_{purga} + \frac{kg}{d} DQO_{eliminados}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{entrada} = 4.725 \frac{kg}{d}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{efluente} = \frac{kg}{d} DQO_{Soluble\ NO\ biodegradable\ (7\%)} + \frac{kg}{d} DQO_{Soluble\ NO\ eliminada\ (10\%)}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{efluente} = 4.725 \cdot (0,07 + 0,35 \cdot 0,1) = 496,125 \frac{kg}{d}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{eliminados} = \frac{kg}{d} DQO_{eliminados.biologicamente} + \frac{kg}{d} DQO_{particulada\ (35\%)}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{eliminados} = 2.575,125 + 4725 \cdot 0,35 = 4.228,2875 \frac{kg}{d}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{purga} = 4725 - 496,126 - 4228,875 \sim 0 \frac{kg}{d}$$

Haciendo el balance de DQO sobre el módulo de membranas:

$$\frac{kg}{d} DQO_{entrada} = \frac{kg}{d} DQO_{efluente} + \frac{kg}{d} DQO_{purga} + \frac{kg}{d} DQO_{recirculación}$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{entrada} = \frac{kg}{d} DQO_{salida\ UASB} = 496,125$$

$$\frac{kg}{d} DQO_{recirculación} \simeq 0$$

4.5.3. PRODUCCIÓN DE METANO

La DQO que se transforma en biomasa es aproximadamente 0,004 kg de biomasa/kg de DQO eliminada.

La DQO eliminada en la membrana corresponde a la DQO particulada (35%).

$$\frac{\text{kg}}{\text{d}} DQO_{\text{particulada}} = 4725 \cdot 0,35 = 1.653,75$$

Si se considera un biogás formado exclusivamente por CH₄ y CO₂, y teniendo en cuenta que la DQO del CO₂ es nula, la DQO eliminada en la membrana se correspondería con la DQO obtenida en forma de metano, lo cual significa 2,857 kg DQO por m³ CH₄, ó 0,35 m³ de CH₄ por kg de DQO eliminada, a P=1 at y T=0 °C, ó 0,38 m³ de CH₄ a P=1 at y 25 °C. Las membranas trabajan todo el año en torno a los 20°C por lo que tendremos 0,376 m³ CH₄ por kilo de DQO.

$$1,653,75 \text{ kg DQO/día} \frac{0,376 \text{ m}^3 \text{ CH}_4}{1 \text{ kg DQO}}$$

$$\mathbf{621,81 \text{ m}^3 \text{ CH}_4/\text{día}}$$

$$\mathbf{25,91 \text{ m}^3 \text{ CH}_4/\text{h}}$$

El biogás en la membrana se formará fundamentalmente por desorción de lo que lleva disuelto el agua. Se puede considerar que, del total teórico producido en el UASB, puede haber entre el 15-25% disuelto en el agua que sale del UASB.

$$25,91 \cdot 0,25 = 6,48 \text{ m}^3 \text{ CH}_4/\text{h salida del UASB}$$

Por lo que tendremos que en las membranas se producen **19,43 m³ CH₄/h**

5. TRATAMIENTO DE FANGOS

5.1. PRODUCCIÓN DE LODOS PRIMARIOS

En el diseño de los decantadores primarios se adoptó un rendimiento de eliminación de S.S. Del 71,5 %.

$$\frac{\text{kg}}{\text{d}} SS_{\text{fangos}} = 3672 \cdot 0,715 = 2.625,48$$

$$\text{Fangos primarios} = 2.626 \text{ kg/d}$$

$$Q_f = 130,09 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_f = 5,42 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.2. FANGO RETENIDO EN MEMBRANA

Tal y como ya se calculó en el punto 4.5.2. FANGO RETENIDO EN MEMBRANAS.

$$\text{Fango retenido en membrana} = 1.653,75 \text{ kg/d}$$

$$Q_{\text{purga}} = 150,62 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{purga}} = 6,27 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.3. CENTRIFUGADO

El proceso se realiza por medio de un equipo denominado centrífuga, la cual mediante un movimiento rotatorio ejerce una fuerza de mayor intensidad a la producida por la gravedad, provocando la sedimentación de las partículas del sólido de mayor densidad. De este proceso de centrifugación resultan dos

efluentes principales, el agua que generalmente es recirculada a la línea de tratamiento y el fango que será conducido hacia el digester anaerobio para su estabilización.

5.3.1. DATOS DE PARTIDA

Según lo calculado en apartados anteriores, los fangos a espesar son:

$$\text{Fangos} = 2.626 + 1.654 = \mathbf{4.280 \text{ kg/d}}$$

$$\text{Caudal} = 133 + 150,62 = 283,62 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\mathbf{\text{Caudal} = 11,82 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Para calcular la concentración del fango planteamos el balance de materia de estas dos corrientes que entran en la centrífuga.

$$m_{ss} \text{ fangos primarios} + m_{ss} \text{ fangos membrana} = m_{ss} \text{ centrífuga}$$

$$Q_{\text{fangos primarios}} \cdot [SS]_{\text{fangos primarios}} + Q_{\text{fangos membrana}} \cdot [SS]_{\text{fangos membrana}} = Q_{\text{centrífuga}} \cdot [SS]_{\text{centrífuga}}$$

$$Q_{\text{fangos primarios}} + Q_{\text{fangos membrana}} = Q_{\text{centrífuga}}$$

$$[SS]_{\text{centrífuga}} = \frac{Q_{\text{fangos primarios}} \cdot [SS]_{\text{fangos primarios}} + Q_{\text{fangos membrana}} \cdot [SS]_{\text{fangos membrana}}}{Q_{\text{fangos primarios}} + Q_{\text{fangos membrana}}}$$

$$[SS]_{\text{centrífuga}} = \frac{133 \cdot 19.900 + 150,62 \cdot 8.000}{133 + 150,62}$$

$$\mathbf{[SS]_{\text{fango}} = 13.580 \text{ mg/l}}$$

Por su mantenimiento sencillo y su bajo consumo de energía, se decide instalar una bomba centrífuga Andritz, serie ISO, para un caudal de 12 m³/h y una altura geométrica de 6,5m (altura del digester), necesitamos una ISO 50-32-160*.

5.3.2. CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LA CENTRIFUGA. ELIMINACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN

En la entrada de la centrifuga tenemos un caudal de 12 m³/h con una concentración de SS de 13.580 mg/l.

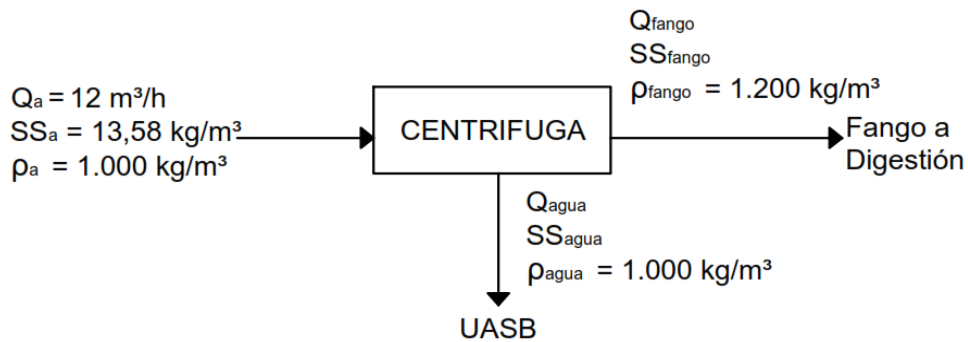


Figura 16. Balance en centrifuga

$$\dot{m} SS_a = \dot{m} SS_{\text{agua}} + \dot{m} SS_{\text{fango}}$$

$$Q_a \cdot [SS]_a = Q_{\text{agua}} \cdot [SS]_{\text{agua}} + Q_{\text{fango}} \cdot [SS]_{\text{fango}}$$

■ Características del agua y fango centrifugados.

En la centrifuga se concentran entorno al 90% de los SS. Tendremos, entonces:

- Caudal máximo diario → 288 m³/d.
- Concentración de SS en el agua entrada a centrifuga → 13.580 mg/l.
- SS en el agua entrada centrifuga → 162,96 kg /h.
- Rendimiento de eliminación → 90%.
- SS en agua salida centrifuga → 16,296 kg/h.
- SS en el fango salida centrifuga → 146,66 kg/h

Según la bibliografía consultada la suspensión de agua y sólidos que entra se concentra hasta un 20-30% de sólidos, establecemos un 25%.

$$[SS]_{fango} = \frac{25 \text{ kg}}{100 \text{ kg}} \times \frac{1200 \text{ kg SS}}{m^3} = 300 \frac{\text{kg SS}}{m^3}$$

$$\dot{m} SS_{fango} = Q_{fango} \cdot [SS]_{fango}$$

$$146,664 \frac{\text{kg SS}}{h} = Q_{fango} \cdot 300 \frac{\text{kg SS}}{m^3}$$

$$Q_{fango} = 0,488 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_a \cdot \rho_a = Q_{agua} \cdot \rho_{agua} + Q_{fango} \cdot \rho_{fango}$$

$$Q_{agua} = \frac{Q_a \cdot \rho_a - Q_{fango} \cdot \rho_{fango}}{\rho_{agua}}$$

$$Q_{agua} = \frac{12 \cdot 1000 - 0,488 \cdot 1200}{1000}$$

$$Q_{agua} = 11,41 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.4. DIGESTIÓN ANAEROBIA. ESTABILIZACIÓN DEL FANGO

La E.D.A.R. dispondrá de un digestor anaerobio de lodos que trabajará en condiciones mesofílicas (32°C). El tiempo de retención hidráulico de este digestor es de 15 días.

5.4.1. DATOS DE PARTIDA

Los fangos a digerir tienen las siguientes características:

Tabla 17. Características del fango a digerir

CARACTERISTICAS DEL FANGO A DIGERIR

Peso total de fangos	146,66 kg/h 3.520 kg/d
Caudal de fangos	0,488 m ³ /h
Concentración de fangos	300 kg/m ³
Peso de volátiles	(70%) 102,662 kg/h 2.464 kg/d
Reducción de volátiles	60%
Temperatura de digestión	32°C

Se diseñará un digester anaerobio capaz de digerir el fango. Los criterios que se emplean para el diseño del volumen del digester anaerobio son el tiempo mínimo de retención hidráulico y la carga máxima de sólidos volátiles. Se adoptan los siguientes valores:

- Tiempo de retención = 15 días.
- Carga de volátiles = 1,7 kg/día³.

5.4.2. FANGOS DIGERIDOS

Los fangos que se obtienen en un digester de este tipo, tendrán las siguientes características:

- Estabilidad = 40%
- Reducción de volátiles = 60%
- Peso de inerte 55% de los volátiles.

Tabla 18. Eliminación de volátiles

ELIMINACIÓN DE VOLÁTILES	
Peso de volátiles a la entrada del digestor	102,662 kg/h 2.464 kg/d
Peso de volátiles eliminados	61,597 kg/h 1478,4 kg/d
Peso de volátiles restantes	41,065 kg/h 985,56 kg/d
Peso de inerte	56,45 kg/h 1355,4 kg/d

El peso de fango a la salida del digestor anaerobio se corresponderá con la suma de los volátiles restantes más el inerte:

Peso de fango digerido	97,515 kg/h 2.340,96 kg/d
Caudal de fango digerido	0,488 m³/h 11,71 m ³ /d
Concentración media	199,82 kg/m³

5.5. FILTROS BANDA. DESHIDRATACIÓN DE FANGOS

5.5.1. DATOS DE PARTIDA

Las características del fango a la entrada de la deshidratación por filtro banda son:

Peso de fango digerido	97,515 kg/h 2.340,96 kg/d
Caudal de fango digerido	0,488 m³/h
Concentración media	199,82 kg/m³

5.5.2. DIMENSIONAMIENTO DEL FILTRO

El secado de fangos se ha dimensionado para que la deshidratación se pueda hacer 1 día a la semana, trabajado 8 horas al día.

$$\text{Peso fango} = 97,515 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \cdot \frac{7 \text{ d}}{\text{semana}} = 682,605 \text{ kg/semana}$$

$$\text{Tasa diaria} = 682,605 \frac{\text{kg}}{\text{semana}} \cdot \frac{1 \text{ semana}}{1 \text{ d}} = 682,605 \text{ kg/d}$$

$$\text{Tasa horaria} = 682,605 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \cdot \frac{1 \text{ d}}{8 \text{ h}} = 85,33 \text{ kg/h}$$

El caudal de fango a deshidratar será:

$$\text{Caudal semanal} = 11,71 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \cdot \frac{7 \text{ d}}{\text{semana}} = 81,98 \text{ m}^3/\text{semana}$$

$$\text{Caudal diario} = 81,98 \frac{\text{m}^3}{\text{semana}} \cdot \frac{1 \text{ semana}}{7 \text{ d}} = 11,71 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{Caudal horario} = 11,71 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \cdot \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}} = 0,488 \text{ m}^3/\text{h}$$

La carga admisible del filtro banda en este tipo de instalaciones, por indicación del fabricante, es de 220 kg/h·m de ancho de banda. Por consiguiente:

$$\text{Ancho de banda} = \frac{85,33 \frac{\text{kg}}{\text{h}}}{220 \frac{\text{kg}}{\text{h} \cdot \text{m}}} = 0,40 \text{ m}$$

5.5.3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE LÍQUIDO FILTRADO

En la siguiente tabla se resumen los datos básicos del cálculo, aconsejados por las bibliografías consultadas:

Tabla 20. Datos para el cálculo del líquido filtrado

DATOS PARA EL CÁLCULO DEL LÍQUIDO FILTRADO	
Peso específico de la torta de fango	1,3
Densidad torta de fango	1.300 kg/m ³
Peso específico del líquido filtrado	1,01
Densidad del líquido filtrado	998 kg/m ³
Contenido total de sólidos en el fango deshidratado	30%
Concentración SS en líquido filtrado	900 mg/l

Como el contenido total en sólidos en el fango deshidratado es del 30%

$$[SS]_{fango} = \frac{30 \text{ kg}}{100 \text{ kg}} \times \frac{1300 \text{ kg SS}}{m^3} = 390 \frac{\text{kg SS}}{m^3}$$

Realizando un balance de sólidos tenemos:

$$\begin{aligned} \dot{m} SS_{fango \text{ alimentado}} &= \dot{m} SS_{torta} + \dot{m} SS_{líquido \text{ filtrado}} \\ Q_{entrada} \cdot [SS]_{entrada} &= Q_{torta} \cdot [SS]_{torta} + Q_{líquido \text{ filtrado}} \cdot [SS]_{líquido \text{ filtrado}} \end{aligned}$$

Sustituyendo los valores de los que disponemos, la ecuación quedará:

$$97,54 \text{ kg/h} = 390 \cdot Q_{torta} + 0,9 \cdot Q_{líquido \text{ filtrado}}$$

Realizando balance de caudales:

$$\begin{aligned} Q_{entrada} \cdot \rho_{entrada} &= Q_{torta} \cdot \rho_{torta} + Q_{líquido \text{ filtrado}} \cdot \rho_{líquido \text{ filtrado}} \\ 0,488 \cdot 1.100 &= 1.300 \cdot Q_{torta} + 998 \cdot Q_{líquido \text{ filtrado}} \end{aligned}$$

Tenemos así un sistema de ecuaciones de donde podremos despejar los valores del caudal de líquido filtrado y del caudal de torta de fango.

$$Q_{torta} = 0,24 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{torta} = 5,76 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{líquido \text{ filtrado}} = 0,21 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{líquido \text{ filtrado}} = 5,04 \text{ m}^3/\text{d}$$

El caudal de líquido filtrado se retornará al reactor UASB mientras que la torta de fango será transportada por camiones a organismo autorizado para su venta.

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS

ANEXO II
LÍNEA PIEZOMÉTRICA

Índice

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. DATOS DE DISEÑO.....	3
3. FÓRMULAS DE CÁLCULO.....	3
3.1. PÉRDIDA DE CARGA POR ROZAMIENTO.....	3
3.2. PÉRDIDAS DE CARGA SINGULARES.....	6
3.3. ALTURA DE LÁMINA EN VERTEDEROS RECTANGULARES.....	12
3.4. ALTURA DE LÁMINA EN VERTEDEROS TRIANGULARES.....	12
4. DISEÑO Y CÁLCULOS HIDRAULICOS.....	14
4.1. TANQUE DE HOMOGENEIZACIÓN.....	14
4.2. CANAL DE DESBASTE.....	16
4.3. DESARENADOR –DESENGRASADOR.....	16
4.4. TANQUE DE MEMBRANAS.....	19
4.5. REACTOR BIOLÓGICO.....	20
4.6. DECANTADOR PRIMARIO.....	22

1. INTRODUCCIÓN

En una estación depuradora, donde el componente hidráulico es muy importante, la línea piezométrica se calcula por tres razones:

- Asegurar que el gradiente hidráulico es el adecuado para que se desarrolle un flujo por gravedad del agua residual a través de las instalaciones de tratamiento.
- Para establecer las alturas de impulsión requeridas por las bombas cuando el bombeo sea necesario.
- Para asegurar que las instalaciones de la planta no se verán inundadas o que el agua alcance cotas no previstas durante los períodos de caudal punta.

Se ha optado por trabajar la línea piezométrica aguas abajo, es decir, en el sentido de la circulación del agua, comenzando por el tanque de homogeneización, al carecer de las cotas de la parcela, fijamos una cota de +0,0 m. a la entrada de la estación depuradora.

Los cálculos que se van a realizar en los apartados siguientes consistirán en la determinación de la pérdida de carga producida en la circulación del agua residual a través de cada una de las instalaciones físicas del diagrama de flujo del proceso.

2. DATOS DE DISEÑO

Para el dimensionamiento hidráulico de la instalación hemos adoptado los siguientes datos de partida:

Caudal máximo total de diseño: 375 m³/h.

3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

Para el cálculo de las pérdidas de carga utilizaremos las siguientes fórmulas:

3.1. PÉRDIDA DE CARGA POR ROZAMIENTO

La pérdida de carga por rozamiento se refiere a la pérdida de carga en una corriente fluida como resultado de las alteraciones producidas por el contacto entre el fluido en movimiento y el conducto que la contiene y por fricción intermolecular.

Para calcular dicha pérdida de carga en todo tipo de conducciones (tuberías o canales) aplicamos la *fórmula de Bazin*:

$$\Delta h = L \times \rho = \frac{v^2}{\left(\frac{87 \cdot R_h}{\gamma + \sqrt{R_h}} \right)}$$

Donde:

Δh = pérdida de carga en la conducción (m).

L = longitud de la conducción (m).

ρ = pérdida de carga unitaria por rozamiento (m/m).

v = velocidad del fluido (m/s).

R_h = radio hidráulico de la conducción (m).

γ = coeficiente de rugosidad.

Hemos adoptado los siguientes coeficientes de rugosidad:

- Para agua $\rightarrow \gamma = 0,16$
- Para fangos $\rightarrow \gamma = 0,3$

En la ecuación de Bazin aparece el concepto de radio hidráulico y velocidad del fluido. Para calcular dichos términos hay que recurrir a las ecuaciones básicas de Manning que, a continuación, exponemos:

$$v_0 = \frac{(R_h)^{2/3} \cdot (S)^{1/2}}{N}$$

$$Q_0 = v_0 \cdot A$$

Donde:

v_0 = velocidad del fluido (m/s).

Q_0 = caudal de fluido (m³/s).

A = área hidráulica del conducto (m²).

S = pendiente del conducto (m/m).

N = coeficiente de rugosidad de Manning.

O bien la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$R_h = \frac{\text{area}}{\text{perimetro}} = \frac{\pi D^2 / 4}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

El coeficiente de rugosidad de Manning (N) depende las características del conducto. Sus valores quedan reflejados en la tabla 1 en función de la forma y el material del conducto.

Tabla 1. Coeficiente de rugosidad.

FORMA Y MATERIAL	“N” DE MANNING
Tubería de cloruro de polivinilo	0,010
Tubería prefabricada de cemento	0,010
Tubería prefabricada de hormigón	0,013
Tubería prefabricada de gres	0,014
Tubería de hormigón reforzado, fundida in situ y con juntas elaboradas	0,015
Tubería de ladrillo común y vitrificado	0,016
Tubería de hormigón reforzado, fundida in situ y con juntas rugosas	0,017
Canales, canaletas y cunetas de hormigón simple o reforzado	0,017
Tubería de poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP)	0,010

La pendiente del conducto (*S*) debe elegirse de tal manera que se ajuste a la topografía del terreno y que cumpla con las velocidades permisibles para el caudal de diseño.

Para determinar la velocidad media recomendable se debe observar la tabla 2, en la que se contrasta con la DBO, parámetro éste de vital importancia en una estación depuradora.

Tabla 2. DBO-Velocidad media

DBO (ppm)	v_0 media (m/s)
≤ 225	0,60
Entre 225 y 350	0,75
Entre 351 y 500	0,90
Entre 501 y 700	1,00
Entre 701 y 900	1,20

Con toda la información expuesta se llevarán a cabo los cálculos relacionados con las pérdidas de carga por rozamiento.

3.2. PÉRDIDAS DE CARGA SINGULARES

Las pérdidas de carga singulares son pérdidas de energía que se producen en las instalaciones de accesorios tales como llaves, codos, válvulas, manómetros, etc. en el trazado de un sistema hidráulico.

Para el cálculo de las pérdidas de carga singulares aplicaremos la siguiente fórmula general que se deriva de la *ecuación de Darcy*:

$$\Delta h = k \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

Δh = pérdida de carga en la singularidad (m).

k = coeficiente de pérdida de carga.









v_0 = velocidad de paso (m/s).

g = aceleración de la gravedad ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

Los valores de "k" adoptados son:

- Paso de un depósito a una conducción
(contracción de entrada + puesta en velocidad) $k = 1,50$
- Puesta en velocidad en un canal después de un vertedero..... $k = 1,00$
- Codos redondeados a 90 $k = 0,29$
- Codos redondeados a 45 $k = 0,17$
- Codos bruscos a 180 $k = 5,40$
- Compuertas y orificios sumergidos $k = 2,60$

Además del empleo de la fórmula general explicada anteriormente, se puede realizar el cálculo de las pérdidas de carga singulares ayudándose de la tabla de accesorios que proporciona la bibliografía del Ocon – Tojo, figuras 1 y 2.

								
Diámetro (pulg.)	Codo normalizado	Codo de radio medio	Codo de gran radio	Codo a 45°	Pieza en T	Válv. de comp. abierta	Válv. de globo abierta	Válv. de retenc. abierta
1	2,7	2,3	1,7	1,3	5,8	0,6	27	6,7
2	5,5	4,6	3,5	2,5	11,0	1,2	57	13
3	8,1	6,8	5,1	3,8	17,0	1,7	85	20
4	11,0	9,1	7,0	5,0	22	2,3	110	27
5	14,0	12,0	8,9	6,1	27	2,9	140	33
6	16,0	14,0	11,0	7,7	33	3,5	160	40
8	21	18,0	14,0	10,0	43	4,5	220	53
10	26	22	17,0	13,0	56	5,7	290	67
12	32	26	20,0	15,0	66	6,7	340	80
14	36	31	23	17,0	76	8,0	390	93
16	42	35	27	19,0	87	9,0	430	107
18	46	40	30	21	100	10,2	500	120
20	52	43	34	23	110	12,0	560	134
24	63	53	40	28	140	14,0	680	160
36	94	79	60	43	200	20,0	1000	240

$1 \text{ pie} = 12 \text{ pulg.} = 0,3048 \text{ m.}$

$1 \text{ pulg.} = 2,54 \text{ cm.}$

Figura 1. Longitudes equivalentes de diversas piezas especiales. Fuente Ocon-Tojo

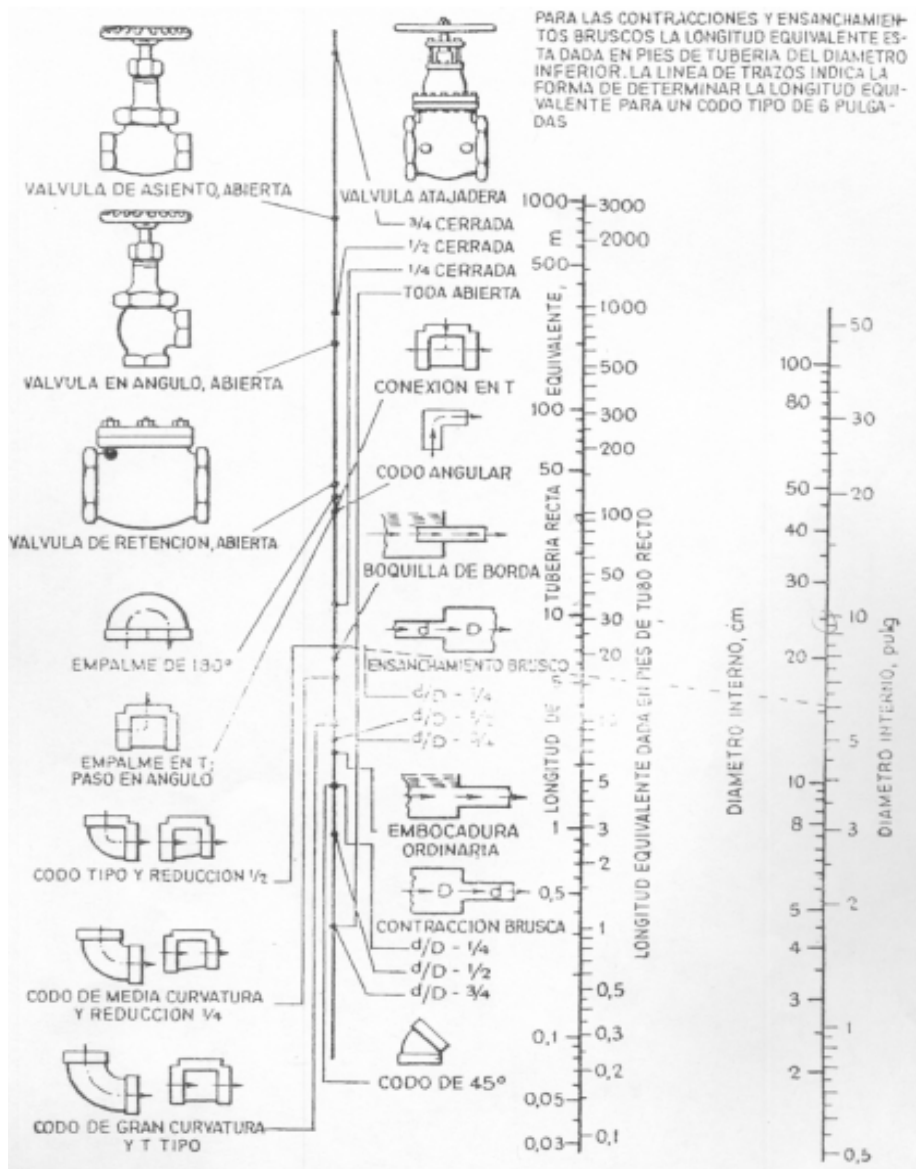


Figura 2. Longitudes equivalentes de diversas piezas especiales. Fuente Ocon-Tojo

El procedimiento comentado parte del desconocimiento del valor del coeficiente "k". Recordemos la fórmula a emplear:

$$\Delta h = k \cdot \frac{v^2}{2g}$$

El valor de "k" se obtiene de la siguiente forma:

$$k = \left(\frac{L_e}{D} \right) \cdot f_T$$

Donde:

L_e = longitud equivalente del accesorio (m). Se puede hallar a través de la tabla de accesorios de la bibliografía del Ocon - Tojo.

D = diámetro de la tubería (m).

f_T = factor de fricción.

El factor de fricción depende de la rugosidad, el diámetro, la densidad y viscosidad del fluido, es decir, de la rugosidad relativa y del N° de Reynolds.

Para calcular la *rugosidad relativa* nos ayudaremos de las tablas proporcionadas por la bibliografía del Ocon –Tojo. Figura 3.

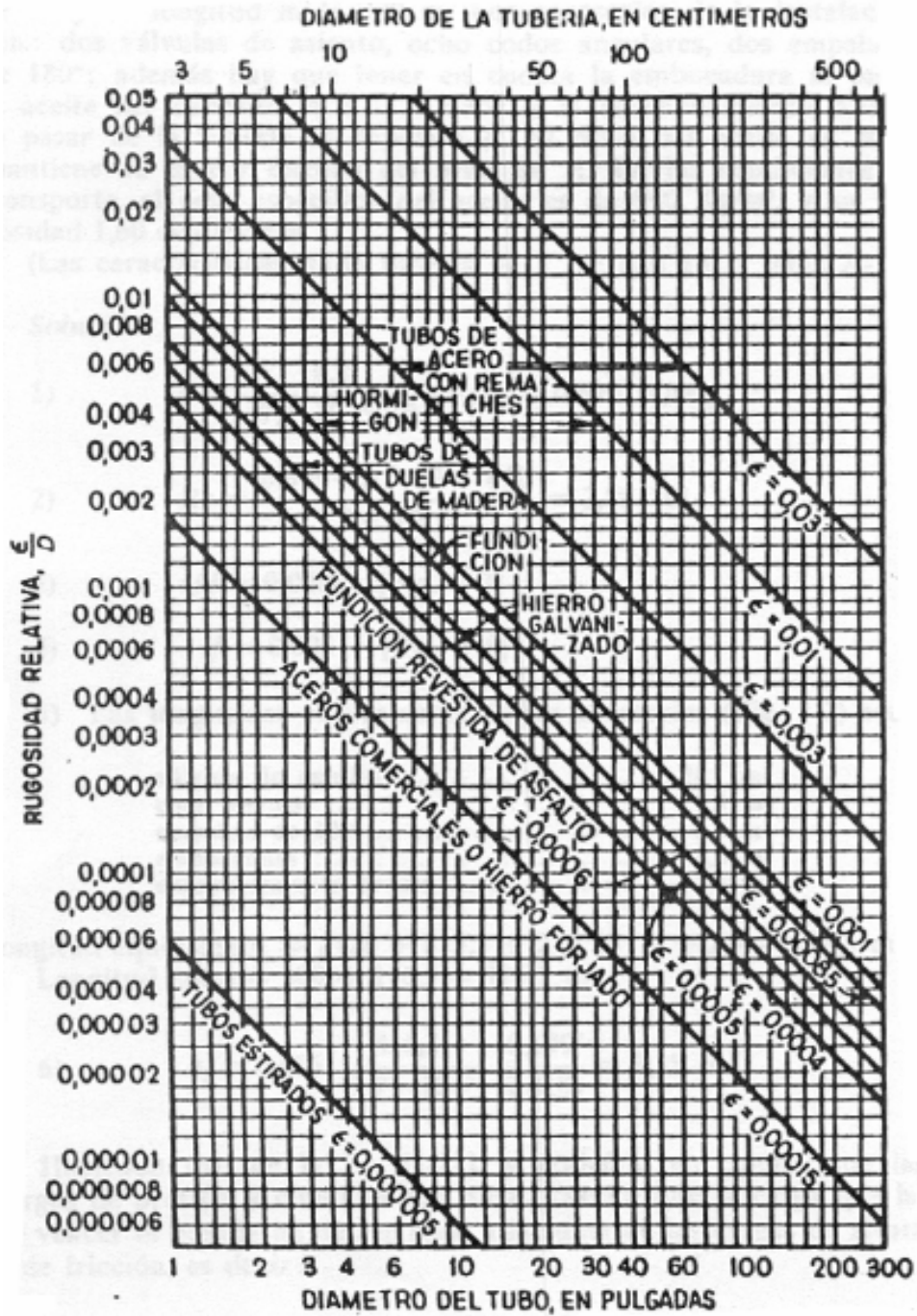


Figura 3. Rugosidad relativa. Fuente Ocon-Tojo

Una vez hallada la rugosidad relativa, con ayuda de la figura 4, calculamos en coeficiente de fricción

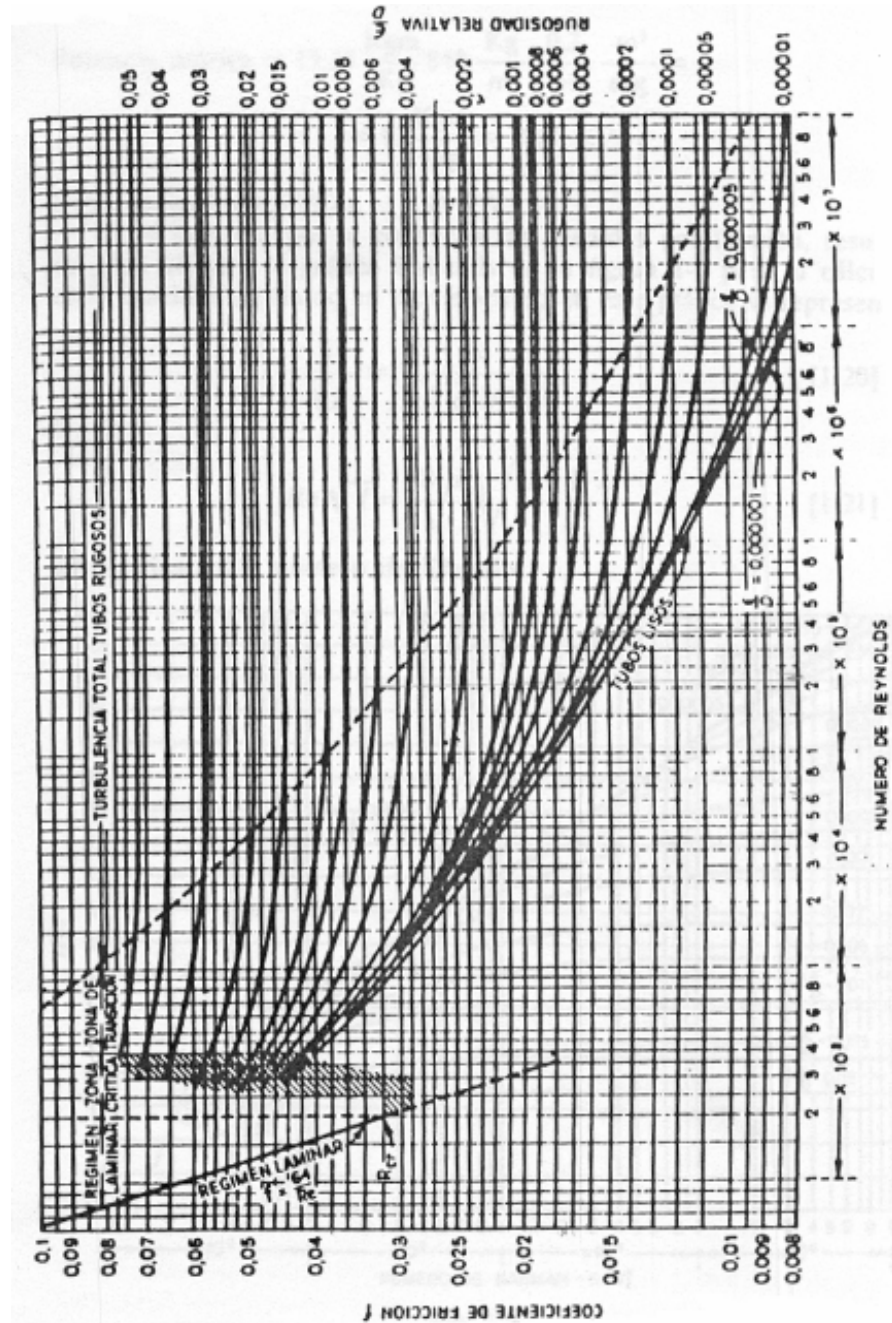


Figura 4. Coeficiente de fricción. Fuente Ocon-Tojo

El *Nº de Reynolds* lo calculamos ayudándonos de la siguiente expresión.

$$R_e = \frac{D \cdot v \cdot \rho}{\mu}$$

Donde:

D = diámetro de la tubería (m)

v = velocidad de paso (m/s).

ρ = densidad (998,35 kg/m³)

μ = viscosidad (1,02 · 10⁻³ kg/m·s)

3.3. ALTURA DE LÁMINA EN VERTEDEROS RECTANGULARES

Para el cálculo de la altura de lámina den vertederos rectangulares utilizamos la *ecuación de Francis*:

$$Q = 1,84 \cdot L \cdot (H)^{3/2}$$

Donde:

Q = caudal (m³/s).

L = longitud de vertedero (m).

H = carga del vertedero (m).

3.4. ALTURA DE LÁMINA EN VERTEDEROS TRIANGULARES

Para los vertederos triangulares de salida de decantadores (ángulo en el vértice = 90°) utilizamos la *fórmula de Thompson*:

$$Q = 1,42 \cdot (h)^{5/2}$$

Donde:

Q = caudal (m³/s).

h = altura de lámina de agua (m).

4. DISEÑO Y CÁLCULOS HIDRAULICOS

4.1. TANQUE DE HOMOGENEIZACIÓN

Como ya comentamos anteriormente al carecer de las cotas de la parcela, fijamos una cota de +0,0 m. a la entrada de la depuradora.

La salida de agua homogeneizada se realiza a través de un vertedero perimetral provisto de una chapa almenada para nivelación del mismo.

La conexión del tanque de homogeneización con la arqueta de entrada al canal de desbaste se realiza a través de una tubería de 300 mm. de diámetro.

Compuerta de entrada.

$$Q_{\max} = 375 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$v = 2,3 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida de carga} \rightarrow \Delta h = 2,6 \frac{2,3^2}{2g} = 0,70 \text{ m.}$$

Cota a la entrada del Homogenizador - 0,70 m.

Vertedero de salida.

$$Q_{\max} = 375 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$\varnothing_{\text{tanque}} = 17,5 \text{ m.}$$

$$L_{\text{vertedero perimetral}} = \left[\pi (8,75^2 - 8,15^2) \right] = 31,85 \text{ m.}$$

Separación entre vertederos en "v" = 350 mm.

$$\text{N}^\circ \text{ de vertederos en "v"} = 91$$

$$Q_{\max} \text{ por vertedero} = 4,12 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Altura de lámina sobre vertedero $\rightarrow h = 0,058$ m.

Margen regulación de chapa 0,030 m.

Pérdida total de carga $\rightarrow \Delta h = 0,088$ m.

Adoptamos 0,1 m.

Cota en tanque de Homogeneización - 0,8 m.

Tubería de salida de agua homogeneizada.

$$Q_{\max} = 375 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\varnothing_{\text{tubería}} = 300 \text{ mm}.$$

Longitud tubería = 1 m.

$$v = 1,47 \text{ m/s}$$

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 3,99 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D = 0,00015 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,0155$$

Pérdida de carga = 0,0057 m.

2 válvulas atajaderas = 0,0025 m.

2 codos a 90° ($0,29 v^2/2g$) = 0,064 m

Puesta en velocidad ($1,5 v^2/2g$) = 0,16 m.

Pérdida total de carga = 0,2322 m.

Adoptamos 0,25 m.

Cota salida homogeneizador -1,05 m.

4.2. CANAL DE DESBASTE

En el anexo I se calculo la pérdida de carga en las rejillas obteniéndose los siguientes resultados:

- Pérdida de carga en reja de gruesos 11 mm.
- Pérdida de carga en reja de finos 49 mm.

Pérdida de carga total: 0,06m.

Por lo tanto

Cota a la salida del canal de Desbaste - 1,11 m.

4.3. DESARENADOR –DESENGRASADOR

El paso del canal de desbaste al desarenador.desengrasador se hace mediante una compuerta.

Compuerta de entrada.

$$Q_{\max.} = 375 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$R_h (\text{en canal de desbaste}) = 0,12 \text{ m}^2$$

$$v = 2,3 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida de carga} \rightarrow \Delta h = 2,6 \frac{2,3^2}{2g} = 0,70 \text{ m.}$$

Cota a la entrada del Desarenador-Desengrasador - 1,81 m.

Orificio sumergido de salida.

La salida del desarenador se realiza a través de un orificio sumergido (para evitar la salida de grasas) de 1,50 x 0,50 m., seguido de un vertedero de 4 m. de longitud, con chapa de nivelación para mantener el nivel mínimo de agua.

$$Q_{\max.} = 375 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

$$\text{Ancho de ventana} = 1,5 \text{ m.}$$

$$\text{Altura de ventana} = 0,5 \text{ m.}$$

$$v = 0,14 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida de carga} \rightarrow \Delta h = 2,6 \frac{0,14^2}{2g} = 0,0026 \text{ m.}$$

Adoptamos 0,005 m.

Cota en el Desarenador-Desengrasador - 1,815 m.

Vertedero de salida.

$$Q_{\max.} = 375 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$L_{\text{vertedero}} = 4 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida de carga} \rightarrow \Delta h = 0,0585 \text{ m.}$$

$$\text{Margen regulación de chapa} 0,030 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida total de carga} \rightarrow \Delta h = 0,08851 \text{ m.}$$

Adoptamos 0,09 m.

Cota sobre vertedero de salida - 1,905 m.

Canal de salida del Desarenador-Desengrasador.

El agua pretratada se recoge en un canal de 1 m. de anchura adosado a la

arqueta de entrada al depósito de homogeneización.

$$Q_{\max.} = 375 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

$$\text{Ancho canal} = 1,0 \text{ m.}$$

$$\text{Altura agua} = 0,15 \text{ m.}$$

$$v = 0,7 \text{ m/s}$$

$$R_h = 0,12$$

$$\text{Coef. Manning} = 0,017$$

$$\text{Longitud del canal} = 4 \text{ m.}$$

Pérdida de carga por rozamiento (Bazin)

$$\rightarrow \Delta h = 0,0046 \text{ m.}$$

Puesta en velocidad $\rightarrow \Delta h = 0,025 \text{ m.}$

Pérdida total de carga $\rightarrow \Delta h = 0,029 \text{ m.}$

Adoptamos 0,05 m.

Cota en canal de salida del Desarenador-Desengrasador - 1,955 m.

En general, la carga necesaria para el funcionamiento hidráulico de una depuradora no puede conseguirse por gravedad, se hacen necesarias las instalaciones de bombeo.

Se ha decidido que el bombeo siga al desarenador-desengrasador por lo que llegado a este punto seguiremos el cálculo de la línea piezométrica por los tanques de membrana, continuando aguas arriba hasta el desarenador-desengrasador.

4.4. TANQUE DE MEMBRANAS

El tanque de membranas tiene una altura de 3 m., se ha decidido que vaya totalmente enterrado, por lo que adoptaremos una cota máxima en el pozo de bombeo de agua tratada de +0,0 m.

La salida del agua filtrada se realiza a través de una tubería de 300 mm. de diámetro.

Tubería de entrada a tanque de membranas

$$Q_{\max} = 375 \text{ m}^3/\text{h}.$$
$$\varnothing_{\text{tubería}} = 250 \text{ mm}.$$

$$v = 2,12 \text{ m/s}$$

$$\text{Longitud tubería} = 12 \text{ m}.$$

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 4,81 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D = 0,00015 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,0142$$

$$\text{Pérdida de carga} = 0,154 \text{ m}.$$

$$2 \text{ codos a } 90^\circ (0,29 v^2/2g) = 0,133 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida total de carga} = 0,287 \text{ m}.$$

Adoptamos 0,4 m

Cota salida reactor biológico 0,4 m.

4.5. REACTOR BIOLÓGICO

Canal de recogida

El canal de recogida (aguas abajo del vertedero de salida) mide 0,5 metros de anchura.

$$Q_{\max} = 369,58 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\text{Ancho del canal} = 0,5 \text{ m}.$$

$$\text{Altura del agua} = 0,20 \text{ m}.$$

$$v = 0,752 \text{ m/s}.$$

$$\text{Coef. Manning} = 0,017$$

$$R_h = 0,11$$

$$\text{Coef. rugosidad} = 0,3$$

$$\text{Longitud del canal} = 4 \text{ m}.$$

$$\text{Pérdida de carga por rozamiento} = 0,0096 \text{ m}.$$

$$\text{Puesta en velocidad} = 0,0289 \text{ m}.$$

$$\text{Pérdida total de carga} = 0,038 \text{ m}.$$

Adoptamos 0,04 m.

Cota en canal de recogida 0,44 m.

Vertedero de salida reactor biológico.

La salida del agua del reactor biológico se realiza a través de un vertedero de 17 metros de longitud, provisto de chapa de nivelación del mismo.

$$Q_{\max} = 369,58 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Longitud vertedero = 17 m.

Altura de lámina sobre vertedero 0,023 m

Margen regulación de chapa 0,030 m.

Pérdida total de carga 0,052

Adoptamos 0,7 m.

Cota en Reactor Biológico 1,14 m.

Orificio sumergido a la entrada del reactor biológico.

La entrada al reactor biológico se realiza a través de una tubería de 300mm de diámetro y 198 difusores de 100mm de diámetro.

■ Difusores

Nº de difusores = 198

Q_{\max} por difusor = 1,87 m³/h

$\varnothing_{\text{difusor}}$ = 100mm

v_{\max} de paso = 0,2 m/s

Pérdida de carga ($2,60 v^2/2g$) = 0,005 m.

198 codos a 90° ($0,29 v^2/2g$) = 0,12

Perdida total difusores = 0,125 m.

■ Tubería de entrada.

Q_{\max} = 369,58 m³/h.

$\varnothing_{\text{tubería}} = 300 \text{ mm.}$

Longitud tubería = 25 m .

$v = 1,45 \text{ m/s}$

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 3,95 \cdot 10^5 \\ \varepsilon / D = 0,00015 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,0155$$

Pérdida de carga = 0,139 m.

2 codos a 90° ($0,29 v^2/2g$) = 0,0624 m

2 válvulas atajaderas (longitud equivalente 30m) = 0,33 m.

Puesta en velocidad ($1,5 v^2/2g$) = 0,1614 m

Pérdida total carga en tubería de entrada = 0,69 m.

Pérdida total carga entrada al reactor = 0,815

Adoptamos 1 m.

Cota en arqueta de entrada reactor 2,14 m.

4.6. DECANTADOR PRIMARIO

La salida de agua decantada se realiza a través de un vertedero perimetral provisto de una chapa para nivelación del mismo.

El agua decantada procedente del decantador se recoge en un canal exterior de 0,4 m. de anchura.

La conexión del decantador primario con la arqueta de entrada al reactor

biológico se realiza a través de una tubería de 300 mm. de diámetro.

Tubería de salida de agua decantada.

$$Q_{\max} = 187,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\varnothing_{\text{tubería}} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud tubería} = 3,5 \text{ m.}$$

$$v = 0,74 \text{ m/s}$$

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 5,71 \cdot 10^4 \\ \varepsilon/D = 0,00015 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,021$$

$$\text{Pérdida de carga} = 0,00055 \text{ m.}$$

$$2 \text{ válvulas atajaderas} = 6,93 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$2 \text{ codos a } 90^\circ (0,29 v^2/2g) = 0,013 \text{ m}$$

$$\text{Puesta en velocidad} (1,5 v^2/2g) = 0,0034 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida total decarga} = 0,017 \text{ m.}$$

Adoptamos 0,02 m.

Cota canal recogida de agua decantada 2,16 m.

Canal recogida de agua decantada.

$$Q_{\max} = 187,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Ancho del canal} = 0,40 \text{ m.}$$

$$\text{Altura del canal} = 0,20 \text{ m.}$$

$$v = 0,65 \text{ m/s}$$

$$R_h = 0,10$$

$$\varnothing = 11 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud del canal} = [\pi (6,3^2 - 5,8^2)] = 19 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida de carga por rozamiento} = 0,023 \text{ m.}$$

$$\text{Puesta en velocidad } (v^2/2g) = 0,021 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida total carga} = 0,0443 \text{ m.}$$

Adoptamos 0,045 m.

Cota en vertedero de salida agua decantada 2,205 m.

Vertedero de salida agua decantada.

$$Q_{\text{max.}} = 184,7 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$\varnothing_{\text{decantador}} = 11 \text{ m.}$$

$$L_{\text{vertedero perimetral}} = [\pi (6,3^2 - 5,9^2)] = 15,33 \text{ m.}$$

Separación entre vertederos en "v" = 300 mm.

Nº de vertederos en "v" por decantador ≈ 52

$$Q_{\text{max.}} \text{ por vertedero} = 3,55 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$\text{Altura de lámina sobre vertedero} \rightarrow h = 0,052 \text{ m.}$$

Margen regulación de chapa 0,030 m.

$$\text{Pérdida total de carga} \rightarrow \Delta h = 0,082 \text{ m.}$$

Adoptamos 0,09 m.

Cota en decantador primario 2,995 m.

Entrada a decantador primario.

La entrada de agua pretratada se realiza mediante una tubería de 300 mm. de diámetro, con 4 ventanas de reparto, de 0,10 metros de anchura, dispuestas simétricamente.

$$Q_{\max.} = 187,50 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

$$Q_{\max} \text{ fangos recirculados} = 2,7 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

$$Q_{\max} \text{ por decantador} = 190,20 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

■ Ventanas de reparto.

$$N^{\circ} \text{ ventanas por decantador} = 4.$$

$$Q_{\max} \text{ por ventana} = 47,55 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

$$\text{Ancho ventana} = 0,10 \text{ m.}$$

$$\text{Alto ventana} = 0,20 \text{ m.}$$

$$v_{\max} \text{ de paso} = 0,66 \text{ m/s.}$$

$$\text{Pérdida de carga (} 2,60 v^2/2g) = 0,0578 \text{ m. } \approx 0,07 \text{ m.}$$

■ Tubería de entrada.

$$\varnothing_{\text{tubería}} = 300 \text{ mm.}$$

$$v = 0,747 \text{ m/s.}$$

$$\text{Longitud tubería} = 12 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 2,24 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D = 0,00016 \end{array} \right\} \Rightarrow f = 0,0167$$

$$\text{Pérdida de carga} = 0,016 \text{ m.}$$

2 válvulas atajaderas = 0,063 m.

Puesta en velocidad ($1,5 \frac{v^2}{2g}$) = 0,043 m.

Pérdida total carga en tubería entrada = 0,13 m. \approx 0,15 m.

Pérdida total carga entrada al decantador = 0,22 m.

Adoptamos 0,25 m.

Cota en arqueta de entrada decantador primario 3,245 m.

Tubería llegada al decantador primario.

$Q_{\max.} = 187,5 \text{ m}^3 / \text{h.}$

$\varnothing_{\text{tubería}} = 300 \text{ mm.}$

$v = 0,737 \text{ m/s.}$

Longitud tubería = 12 m.

$R_e = 2,21 \cdot 10^5$
 $\left. \begin{array}{l} \\ \varepsilon/D = 0,00014 \end{array} \right\} \Rightarrow f = 0,0160$

Pérdida de carga = 0,017 m.

2 codos a 90° ($0,29 \frac{v^2}{2g}$) = 0,016

2 válvulas atajaderas = 0,177 m.

Puesta en velocidad ($1,5 \frac{v^2}{2g}$) = 0,042 m.

Pérdida total de carga = 0,25 m.

Adoptamos 0,4 m.

Cota en arqueta de Reparto Decantador primario 3,645 m.

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS

ANEXO III
TUBERÍAS Y BOMBAS

Índice

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA PARA EL BOMBEO DEL DESARENADOR-DESENGRASADOR A LA ARQUETA DE REPARTO.....	9
2.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN.....	9
2.2. DATOS DE CAUDAL.....	9
2.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE.....	9
2.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN.....	11
2.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN.....	12
2.7. GOLPE DE ARIETE.....	13
2.7.1. CELERIDAD.....	13
2.7.2. TIEMPO DE MANIOBRA.....	14
2.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE.....	15
3. CÁLCULO DE LA POTENCIA NECESARIA PARA EL PASO DE AGUA A TRAVÉS DE LAS MEMBRANAS DE ULTRAFILTRACIÓN.....	17
3.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN.....	17
3.2. DATOS DE CAUDAL.....	17
3.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE.....	18
3.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN.....	19
3.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN.....	20
3.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (hw) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA.....	20
3.7. GOLPE DE ARIETE.....	21
3.7.1. CELERIDAD.....	21
3.7.2. TIEMPO DE MANIOBRA.....	22
3.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE.....	23
4. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA PARA BOMBLEAR EL FANGO DESDE LOS DECANTADORES HASTA LA CENTRÍFUGA.....	25
4.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN.....	25
4.2. DATOS DE CAUDAL.....	26
4.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE.....	26
4.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN.....	29
4.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN.....	30
4.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (hw) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA.....	31
4.7. GOLPE DE ARIETE.....	32
4.7.1. CELERIDAD.....	32
4.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE.....	33
5. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA PARA BOMBLEAR EL FANGO A DIGESTIÓN.....	35
5.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN.....	35

5.2. DATOS DE CAUDAL.....	35
5.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE.....	36
5.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN.....	37
5.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN.....	38
5.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (hW) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA.....	38
5.7. GOLPE DE ARIETE.....	40
5.7.1. CELERIDAD.....	40
5.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE.....	41
6. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA PARA RECIRCULAR AGUA DE MEMBRANAS A UASB.....	43
6.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN.....	43
6.2. DATOS DE CAUDAL.....	43
6.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE.....	43
6.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN.....	44
6.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN.....	45
6.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (hw) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA.....	46
6.7. GOLPE DE ARIETE.....	47
6.7.1. CELERIDAD.....	47
6.7.2. TIEMPO DE MANIOBRA.....	47
6.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE.....	48
7. CUADROS RESUMEN.....	49

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anexo se justifica el cálculo de las bombas y tuberías utilizadas en el proceso. Para ello se ha tenido en cuenta entre otros factores, las pérdidas de carga que ocasionan en la instalación las posibles interrupciones.

La rapidez del flujo incrementa el rozamiento en el interior del tubo y, como consecuencia, se produce un deterioro mecánico del producto. Por esta razón, cada producto tiene una velocidad límite la cual no debe exceder, si se pretende mantener los requisitos de calidad exigidos. Por ejemplo, para el agua esta velocidad es aproximadamente 1,5 m/s.

En las plantas de tratamiento de aguas residuales, las conducciones de fango no deben ser menores de 150 mm. de diámetro y no necesitan ser mayores de 200 mm., excepto en el caso de que la velocidad supere los 1,5-1,8 m/s.

En cuanto al cálculo de bombas, podemos comentar que la altura geométrica total incluye la componente del tramo de aspiración y la componente del tramo de impulsión. La primera se corresponde con la altura geométrica desde la superficie del líquido hasta el eje de la bomba; la segunda, es la altura geométrica desde el eje de la bomba hasta el punto más desfavorable. A la hora de realizar cálculos en instalaciones siempre se consideran las peores condiciones por lo que el fluido en el depósito desde el que se aspira se considerará en el nivel más bajo.

Cabe mencionar el concepto de altura manométrica total de una bomba en el que se incluyen las alturas geométricas de aspiración (en el caso de que fuese necesaria) y de impulsión, las pérdidas de carga y la altura cinética. En muchas aplicaciones dentro del campo del agua y del agua residual, el último componente es despreciable.

○ **Cálculos.**

Para calcular la potencia necesaria para bombear el agua o el fango entre los diferentes depósitos, realizaremos una serie de cálculos que detallamos a continuación:

▪ **Cálculo de la longitud equivalente.**

Se calculan las longitudes equivalentes, debidas por un lado a los estrechamientos bruscos y al ensanchamiento producido al pasar el fluido desde la tubería al depósito.

$$L_{eq} = k \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

L_{eq} = longitud equivalente (m).

k = coeficiente para contracción o ensanchamiento según el caso.

v = velocidad (m/s).

g = aceleración de la gravedad = 9,81 m/s .

Tabla 1. Valores de coeficiente de contracción y ensanchamiento.

<i>Formas de transición</i>	k_c	k_e
Cambios bruscos de la sección	0,74	1,0
La mejor posible	0,05	0,10

NOTA: Las velocidades en las tuberías de impulsión deben ser iguales o mayores de 0,6 m/s, ya que los sólidos no se depositan a esas velocidades.

- **Cálculo del coeficiente de fricción.**

En primer lugar, debemos determinar el tipo de flujo del que se trata. Para ello, empleamos el número de Reynolds.

$$\text{Re} = \frac{v \cdot D \cdot \rho}{\mu}$$

Donde:

v = velocidad (m/s).

D = diámetro (m).

ρ = densidad (998,35 kg/m³).

μ = viscosidad (1,02 · 10⁻³ kg/m·s).

- **Cálculo de la carga de fricción.**

La pérdida de carga correspondiente al agua será:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

f = coeficiente de fricción.

L = longitud total (m).

D = diámetro de tubería (m).

v = velocidad del fluido (m/s).

g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²).

- **Cálculo de la carga de trabajo (h_w) y de la potencia de la bomba.**

La carga de trabajo se calcula a través de la ecuación general de Bernouilli:

$$h_w = \Delta h + \frac{\Delta u^2}{2g} + \frac{\Delta p}{\gamma} + h_f$$

En el cálculo que vamos a llevar a cabo los términos intermedios se pueden considerar despreciables. Por una parte, la velocidad del fluido en los tanques es mínima; por otro lado, las presiones son distintas debido al incremento de altura pero la diferencia entre ellas es mínima por lo que se puede admitir el término como despreciable.

Entonces, la ecuación quedaría de la siguiente forma:

$$h_w = \Delta h + h_f$$

- **Golpe de ariete.**

a) Celeridad.

Al realizar las maniobras de apertura/cierre de las válvulas o por la puesta en funcionamiento/parada de la bombas hay una transformación de la velocidad en presión que se propaga en forma de oscilaciones que recorren la tubería de un extremo a otro. La velocidad de propagación de este fenómeno se denomina celeridad. Su valor se calcula a partir de la ecuación de continuidad y depende

fundamentalmente de las características geométricas y mecánicas de la conducción, así como de la compresibilidad del fluido.

Una expresión práctica propuesta por Allievi que permite una evaluación rápida del valor de la celeridad es la siguiente:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \cdot \frac{D}{e}}}$$

$$k = \frac{10^{10}}{\varepsilon}$$

Donde:

a = celeridad o velocidad de propagación (m/s).

D = diámetro nominal de la tubería (mm).

e = espesor de la pared del tubo (mm)

k = coeficiente función del módulo de elasticidad del material constitutivo de la tubería, que representa parcialmente el efecto de la inercia del grupo motobomba.

ε = módulo de elasticidad del material.

Los valores típicos del coeficiente k y del módulo de elasticidad quedan reflejados en la tabla 2.

Tabla 2. Valores de k y ϵ para hallar la celeridad

<i>Material</i>	ϵ (kg/m^2)	K
Palastros de hierro y acero	$2 \cdot 10^{10}$	0,5
Fundición	10^{10}	1
Hormigón (sin armar)	$2 \cdot 10^9$	5
Fibro cemento	$1,85 \cdot 10^8$	5,5
Tubos estirados	$3 \cdot 10^8$	33,3

b) Tiempo de maniobra.

Se define el tiempo (T) como el intervalo entre el inicio y el término de la maniobra, sea cierre o apertura, total o parcial, ya que durante este tiempo se produce la modificación del régimen de movimiento del fluido. En el caso de impulsiones, este tiempo se conoce como tiempo de parada en el segundo y viene impuesto, no pudiéndose actuar sobre él, salvo adicionando un volante al grupo motobomba o sistema similar. Cabe comentar que los valores de las sobrepresiones dependen de este tiempo de parada.

Mendiluce propuso la siguiente expresión para su cálculo:

$$T = C + \frac{k \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

Donde:

L = longitud de la conducción (m).

v = velocidad de circulación de agua (m/s).

g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²).

H_m = altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo.

C y k = coeficientes de ajuste empíricos.

El coeficiente C es función de la pendiente hidráulica (m), siendo $m = H_m / L$. Toma el valor $C = 1$ para pendientes hidráulicas crecientes de hasta el 20% y se reduce progresivamente a partir de este valor hasta hacerse cero para pendientes del 40%. Pendientes superiores al 50% implican paradas muy rápidas, aconsejándose considerar el golpe de ariete máximo en toda la longitud de la tubería.

$$\frac{H_m}{L} < 0,20 \Rightarrow C = 1$$

$$\frac{H_m}{L} \geq 0,40 \Rightarrow C = 0$$

$$\frac{H_m}{L} = 0,30 \Rightarrow C = 0,60$$

En nuestro caso, la pendiente es menor del 20% por lo que $C = 1$.

El coeficiente k depende la longitud de la tubería y puede obtenerse a partir de la tabla 3, propuestas por Mendiluce.

Tabla 3. Valores coeficiente K propuestos por Mendiluce.

$L(m)$	K
$L < 500$	2
$L = 500$	1,75
$500 < L < 1500$	1,5
$L = 1500$	1,25
$L > 1500$	1

c) Cálculo de la sobrepresión producida por el golpe de ariete.

El cálculo de la sobrepresión producida por el golpe de ariete se realiza a través de 2 ecuaciones, dependiendo de si se trata de un cierre lento o rápido como exponemos a continuación.

$$\text{Si } T > \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow \text{Cierre lento} \Rightarrow \text{Ecuación de Michaud} \Rightarrow \Delta h = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$$

$$\text{Si } T < \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow \text{Cierre rápido} \Rightarrow \text{Ecuación de Allievi} \Rightarrow \Delta h = \frac{a \cdot v}{g}$$

Siendo:

Δh = sobrepresión debida al golpe de ariete (m.c.a.).

L = longitud de la tubería (m).

v = velocidad de circulación (m/s).

T = tiempo de parada (s).

g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

2. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA PARA EL BOMBEO DEL DESARENADOR-DESENGRASADOR A LA ARQUETA DE REPARTO

El cálculo de la potencia de bombeo se realiza hallando las pérdidas de carga por fricción, h_f , que corresponde al agua.

2.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN

- Diámetro de la tubería: 250 mm.
- Material: resina de poliéster reforzado con fibra de vidrio.
- Rendimiento de la bomba: 70%.
- Longitud total de tubería: 8 m.
- Accesorios:
 - 2 válvulas de retención.
 - 1 válvulas compuerta.
 - 4 codos de 90°.

2.2. DATOS DE CAUDAL

Basándonos en datos expuestos en el diseño y dimensionamiento de la E.D.A.R., tenemos que:

$$Q_{medio} = 125 \text{ m}^3/\text{h} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{maximo} = 375 \text{ m}^3/\text{h} = 0,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE

Los accesorios de la conducción y su longitud equivalente se determinan

gráficamente partiendo del dato del diámetro (250 mm). Las gráficas las podemos encontrar en las figuras 1 y 2 del anexo II Línea piezométrica.

- Válvulas de retención.

$$L = 2 \cdot 20 = 40 \text{ m.}$$

- Válvulas compuerta.

$$L = 1 \cdot 1,74 = 1,74 \text{ m.}$$

- Codos de 90°

$$L = 4 \cdot 18 = 72 \text{ m.}$$

La velocidad del fluido a través de la canalización es:

$$v_{\text{media}} = \frac{0,035 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi \cdot 0,125^2} = 0,713 \text{ m/s}$$

$$v_{\text{máxima}} = \frac{0,10 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi \cdot 0,125^2} = 2,037 \text{ m/s}$$

A continuación se calculan las longitudes equivalentes, debidas por un lado a los dos estrechamientos bruscos (al pasar el agua almacenada en el desarenador-desengrasador a la tubería) y al ensanchamiento producido al pasar el agua desde la tubería a la arqueta.

$$L_{eq.1} = 0,74 \cdot \frac{(2,037)^2}{2g} = 0,16\text{m} \text{ (contracción)}$$

$$L_{eq.2} = 1,0 \cdot \frac{(2,037)^2}{2g} = 0,21\text{m (ensanchamiento)}$$

Siendo entonces la longitud equivalente total en accesorios:

$$L_{eq} = 40 + 1,74 + 72 + 0,16 + 0,21 = 114,11 \text{ m.}$$

Y la longitud total será:

$$L_{total} = L_{tuberia} + L_{eq} = 8 + 114,11 = 122,11 \text{ m.}$$

2.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación:

$$\text{Re} = \frac{2,037 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 0,250\text{m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1,039 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}}} = 4,89 \cdot 10^5$$

$$4,89 \cdot 10^5 > 2100 \Rightarrow \text{flujo turbulento}$$

Para tuberías de resina de poliéster reforzado con fibra de vidrio y diámetro interno de 250 mm se obtiene gráficamente, basándonos de la figura 3 del anexo II, una rugosidad relativa de:

$$\varepsilon/D = 0,0000065$$

El coeficiente de fricción, f , se determina gráficamente introduciendo los valores del número de Reynolds y la rugosidad relativa en la figura 4 del anexo II.

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 4,89 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D = 0,0000065 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,008$$

2.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación, tenemos que:

$$h_f = 0,008 \frac{122,11 \text{ m}}{0,250 \text{ m}} \frac{(2,037 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,83 \text{ m.}$$

2.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (h_w) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA

Sustituyendo en la fórmula anterior:

$$h_w = 2,645 - (-1,995) + 0,83 = 5,47 \text{ m.}$$

Presión a suministrar por la bomba.

La presión a suministrar será la calculada anteriormente más un coeficiente de seguridad.

$$P_{wl} = h_w \cdot 1,5 = 8,205 \text{ m.c.a}$$

La potencia de la bomba necesaria para vencer dicha carga de trabajo será:

$$W = h_w \cdot \rho \cdot Q$$

$$W = 8,02 \text{ m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,10 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 800,68 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{s}$$

$$800,68 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{s} \frac{1 \text{ CV}}{75 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{s}} = 10,67 \text{ CV}$$

Además, se debe tener en cuenta el rendimiento de la bomba. Entonces, la potencia necesaria será:

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{W_{\text{teórica}}}{\eta}$$

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{10,67}{0,7} = 15,25 \text{ CV}$$

Por razones de seguridad se suele incrementar la potencia de la bomba en un 25% por lo que la potencia de la bomba finalmente será:

$$P = 15,25 \cdot 0,25 + 15,25 = \mathbf{19,06 \text{ CV} = 14,03 \text{ kW}}$$

Por consiguiente, se requiere una bomba con una potencia de 14,03 kW para llevar el agua desde el desarenador-desengrasador hasta la arqueta de reparto.

2.7. GOLPE DE ARIETE

2.7.1. CELERIDAD

Sustituyendo resulta:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 \cdot \frac{250}{6}}} = 1043,7 \text{ m/s}$$

2.7.2. TIEMPO DE MANIOBRA

La longitud de la tubería a instalar, en nuestro caso, es superior a 500 m e inferior 1500 por lo que el valor de k será 1,5. Sustituyendo:

$$T = 1 + \frac{1,5 \cdot 8 \text{ m} \cdot 2,037 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 5,47 \text{ m}} = 1,46 \text{ s (a caudal máximo)}$$

$$T = 1 + \frac{1,5 \cdot 8 \text{ m} \cdot 0,713 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 5,47 \text{ m}} = 1,16 \text{ s (a caudal medio)}$$

Puesto que “L” es la longitud de la tubería y la celeridad “a” es la velocidad de propagación de la onda de presión, $(2L/a)$ será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa. Por tanto:

Si $T < \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ la maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el retorno de la onda de presión y tendremos un cierre rápido, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería.

Si $T > \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ estaremos ante un cierre lento y ningún punto alcanzará la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de que se genere la última negativa.

$$\frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 8 \text{ m}}{1043,7 \text{ m/s}} = 0,015 \text{ s (a caudal máximo)}$$

$$\frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 8 \text{ m}}{1043,7 \text{ m/s}} = 0,015 \text{ s (a caudal medio)}$$

$$T = 1,46 \text{ s} \rightarrow T > \frac{2 \cdot L}{a} \text{ cierre lento (para caudal máximo)}$$

$$T = 1,16 \text{ s} \rightarrow T > \frac{2 \cdot L}{a} \text{ cierre lento (para caudal medio)}$$

2.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE

En nuestro caso, emplearemos la ecuación de Michaud ya que anteriormente se calculó que el cierre era lento.

$$\Delta h = \frac{2 \cdot 8 \text{ m} \cdot 2,037 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 1,46 \text{ s}} = 2,28 \text{ m.c.a (para caudal máximo)}$$

$$\Delta h = \frac{2 \cdot 8 \text{ m} \cdot 0,713 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 1,16 \text{ s}} = 1 \text{ m.c.a (para caudal medio)}$$

3. CÁLCULO DE LA POTENCIA NECESARIA PARA EL PASO DE AGUA A TRAVÉS DE LAS MEMBRANAS DE ULTRAFILTRACIÓN

El cálculo de la potencia de bombeo se realiza hallando las pérdidas de carga por fricción, h_f , que corresponde al agua.

La pérdida de carga más importante es la caída de presión en el membrana. Este valor se puede considerar que es del orden de 350mbar – 450mbar.

$$450 \text{ mbar} \frac{0,01 \text{ m columna de agua}}{1 \text{ mbar}} = 4,5 \text{ m}$$

3.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN

- Diámetro de la tubería: 300 mm.
- Material: resina de poliéster reforzado con fibra de vidrio.
- Altura geométrica total (altura tanque membranas) = 3m.
- Rendimiento de la bomba: 70%.
- Longitud total de tubería: 8 m.
- Accesorios:
 - 2 válvulas de retención.
 - 2 codos de 90°.

3.2. DATOS DE CAUDAL

Basándonos en datos expuestos en el diseño y dimensionamiento de la E.D.A.R., tenemos que:

$$Q_{max} = 9000 \text{ m}^3/\text{h} = 0,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE

Los accesorios de la conducción y su longitud equivalente se determinan gráficamente partiendo del dato del diámetro (250 mm.). Las gráficas las podemos encontrar en las figuras 1 y 2 del anexo II Línea piezométrica.

- Válvulas de retención.

$$L = 2 \cdot 20 = 40 \text{ m.}$$

- 2 Codos de 90°

$$L = 4 \cdot 18 = 72 \text{ m.}$$

La velocidad del fluido a través de la canalización es:

$$v_{\text{media}} = \frac{0,035 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi \cdot 0,125^2} = 0,713 \text{ m/s}$$

$$v_{\text{máxima}} = \frac{0,10 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi \cdot 0,125^2} = 2,037 \text{ m/s}$$

A continuación se calculan las longitudes equivalentes, debidas por un lado a los dos estrechamientos bruscos (al pasar el agua almacenada en el tanque de homogenización a la tubería) y al ensanchamiento producido al pasar el agua desde la tubería a la arqueta.

$$L_{eq,1} = 0,74 \frac{2,037^2}{2g} = 0,16 \text{ m (contracción)}$$

$$L_{eq,2} = 1,0 \frac{2,037^2}{2g} = 0,21 \text{ m (ensanchamiento)}$$

Siendo entonces la longitud equivalente total en accesorios:

$$L_{eq} = 40 + 72 + 0,16 + 0,21 = 112,37 \text{ m.}$$

Y la longitud total será:

$$L_{total} = L_{tuberia} + L_{eq} = 8 + 112,37 = 120,37 \text{ m.}$$

3.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación:

$$Re = \frac{2,037 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 0,250 \text{m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1,039 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}}} = 4,89 \cdot 10^5$$

$$4,89 \cdot 10^5 > 2100 \Rightarrow \text{flujo turbulento}$$

Para tuberías de resina de poliéster reforzado con fibra de vidrio y diámetro interno de 250 mm se obtiene gráficamente una rugosidad relativa de:

$$\varepsilon/D = 0,0000065$$

El coeficiente de fricción, f , se determina gráficamente a partir de los valores del número de Reynolds y la rugosidad relativa.

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 4,89 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D = 0,0000065 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,008$$

3.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación, tenemos que:

$$h_f = 0,008 \frac{120,37 \text{ m} (2,037 \text{ m/s})^2}{0,250 \text{ m} \cdot 2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,81 \text{ m.}$$

A este valor hay que sumarle los 4,5 m de caída de presión en el membrana.

$$h_f = 5,31 \text{ m.}$$

3.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (h_w) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA

Sustituyendo en la fórmula anterior:

$$h_w = 3 + 5,31 = 8,31 \text{ m.}$$

Presión a suministrar por la bomba.

La presión a suministrar será la calculada anteriormente más un coeficiente de seguridad.

$$P_{wl} = h_w \cdot 1,5 = 12,465 \text{ m.c.a}$$

La potencia de la bomba necesaria para vencer dicha carga de trabajo será:

$$W = h_w \cdot \rho \cdot Q$$

$$W = 12,465 \text{ m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,10 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 1.244,44 \text{ kg} \cdot \text{m/s}$$

$$1.244,44 \text{ kg} \cdot \text{m/s} \frac{1 \text{ CV}}{75 \text{ kg} \cdot \text{m/s}} = 16,59 \text{ CV}$$

Además, se debe tener en cuenta el rendimiento de la bomba. Entonces, la potencia necesaria será:

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{W_{\text{teórica}}}{\eta}$$

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{16,59}{0,7} = 23,70 \text{ CV}$$

Por razones de seguridad se suele incrementar la potencia de la bomba en un 25% por lo que la potencia de la bomba finalmente será:

$$P = 23,70 \cdot 0,25 + 23,70 = \mathbf{29,62 \text{ CV} = 21,78 \text{ kW}}$$

Por lo tanto, se requiere una bomba con una potencia de 21,78 Kw para que el agua pase a través de las membranas.

3.7. GOLPE DE ARIETE

3.7.1. CELERIDAD

Sustituyendo resulta:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 \cdot \frac{250}{6}}} = 1043,7 \text{ m/s}$$

3.7.2. TIEMPO DE MANIOBRA

La longitud de la tubería a instalar, en nuestro caso, es superior a 500 m e inferior 1500 por lo que el valor de k será 1,5. Sustituyendo:

$$T = 1 + \frac{1,5 \cdot 8 \text{ m} \cdot 2,037 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 8,31 \text{ m}} = 1,30 \text{ s (a caudal máximo)}$$

$$T = 1 + \frac{1,5 \cdot 8 \text{ m} \cdot 0,713 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 8,31 \text{ m}} = 1,10 \text{ s (a caudal medio)}$$

Puesto que “L” es la longitud de la tubería y la celeridad “a” es la velocidad de propagación de la onda de presión, $(2L/a)$ será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa. Por tanto:

Si $T < \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ la maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el retorno de la onda de presión y tendremos un cierre rápido, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería.

Si $T > \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ estaremos ante un cierre lento y ningún punto alcanzará la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de que se genere la última negativa.

$$\frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 8 \text{ m}}{1043,7 \text{ m/s}} = 0,015 \text{ s}$$

$$T=1,30\text{ s} \rightarrow T > \frac{2 \cdot L}{a} \text{ cierre lento (para caudal máximo)}$$

$$T=1,10\text{ s} \rightarrow T > \frac{2 \cdot L}{a} \text{ cierre lento (para caudal medio)}$$

3.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE

En nuestro caso, emplearemos la ecuación de Michaud ya que anteriormente se calculó que el cierre era lento.

$$\Delta h = \frac{2 \cdot 8 \text{ m} \cdot 2,037 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 1,30 \text{ s}} = 2,55 \text{ m.c.a (para caudal máximo)}$$

$$\Delta h = \frac{2 \cdot 8 \text{ m} \cdot 0,713 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 1,10 \text{ s}} = 1,06 \text{ m.c.a (para caudal medio)}$$

4. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA PARA BOMBEO EL FANGO DESDE LOS DECANTADORES HASTA LA CENTRÍFUGA

Se ha decidido llevar cabo el bombeo de los fangos a través de bombas sumergibles especialmente diseñadas para trabajar con sustancias de tales características. Se instalará una bomba sumergible por cada decantador primario, además una en reserva por si surgiera alguna avería.

El cálculo se realiza hallando las pérdidas de carga por fricción, h_f , que corresponde al agua. Este valor se incrementará un porcentaje determinado según el tipo de fango y su concentración de sólidos.

Por tanto, se toma como viscosidad y densidad del fango la correspondiente al agua residual.

$$\mu = 1,039 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m} \cdot \text{s}$$

$$\rho = 998,35 \text{ kg/m}^3$$

4.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN

- Diámetro de la tubería: 150 mm.
- Material: fundición revestida de asfalto. Para el interior, se especificará recubrimiento de cemento.
- Altura geométrica total: 2,5 m.
- Rendimiento de la bomba: 60%.
- Longitud total de tubería: 46 m.
- Accesorios:
 - 3 válvulas de retención.
 - 2 válvulas atajaderas.
 - 5 codos de 90°.

- 1 conexiones en T.
- 1 T tipo limpieza.

4.2. DATOS DE CAUDAL

El porcentaje de sólidos en el fango es del 3,1%. El caudal total de fango estimado, producido al día, asciende a 81,40 m³/d. Para el cálculo de la bomba, consideramos el siguiente caudal punta:

$$\text{Caudal punta a bombear} = 81,40 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 1,2 = 97,68 \text{ m}^3/\text{d}$$

Este caudal punta es producido por el conjunto de los decantadores. En nuestro caso, se ha decidido la instalación de bombas sumergibles en cada una de las unidades de sedimentación por lo que el caudal que debe dar la bomba será la mitad de ese total.

$$\text{Caudal punta a bombear (en cada decantador)} = 48,84 \text{ m}^3/\text{d}$$

La operación será efectuada en discontinuo. El tiempo de bombeo adoptado es de 10 minutos cada hora. Por tanto:

$$\begin{aligned} \text{Caudal horario} &= 2,035 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q &= \frac{2,035 \text{ m}^3/\text{h}}{10 \text{ min/h}} = 0,2035 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

$$Q = 0,0034 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (caudal punta a bombear en cada decantador)}$$

4.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE

Los accesorios de la conducción y su longitud equivalente se determinan gráficamente partiendo del dato del diámetro (150 mm.). Las gráficas las podemos encontrar en las figuras 1 y 2 del anexo II Línea piezométrica.

- Válvulas de retención.

$$L = 3 \cdot 14 = 42 \text{ m.}$$

- Válvulas atajaderas.

$$L = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ m.}$$

- Codos de 90°

$$L = 5 \cdot 11,5 = 57,5 \text{ m.}$$

- Conexión en T.

$$L = 1 \cdot 11,5 = 11,5 \text{ m.}$$

- T tipo limpieza.

$$L = 1 \cdot 3,5 = 3,5 \text{ m.}$$

NOTA: Las T para limpieza son utilizadas especialmente para la eliminación de obstrucciones y para conexiones de mangueras en las tuberías.

La velocidad del fluido a través de la canalización es:

$$v = \frac{0,0034 \cdot 2 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \cdot 0,075^2} = 0,38 \text{ m/s}$$

Como se puede comprobar, la velocidad entra dentro de los límites

aconsejados en las bibliografías.

A continuación se calculan las longitudes equivalentes, debidas por un lado a los dos estrechamientos bruscos al pasar el fango almacenado en los decantadores a la tubería, y al ensanchamiento producido al pasar el fango desde la tubería a la centrífuga.

$$L_{eq.1} = 0,74 \frac{(0,38)^2}{2g} = 0,054 \text{ (contracción)}$$

$$L_{eq.2} = 1,0 \frac{(0,38)^2}{2g} = 0,074 \text{ (ensanchamiento)}$$

Siendo entonces la longitud equivalente total en accesorios:

$$L_{eq} = 42 + 2,4 + 57,5 + 11,5 + 3,5 + 0,054 + 0,074 = 117,028 \text{ m.}$$

Y la longitud total será:

$$L_{total} = L_{tubería} + L_{eq} = 46 + 117,028 = 163,028 \text{ m.}$$

La suma de la longitud de tubería y longitud equivalente se emplea para el cálculo de la pérdida de carga. Entonces, se debe hallar esta suma teniendo en cuenta un solo decantador, ya que cada bomba tendrá que vencer la pérdida de carga que afecta a una única unidad.

Así, tenemos que los accesorios que afectan a cada grupo de bombeo son:

- 2 válvulas de retención. ($2 \cdot 14 = 28\text{m}$)

- 2 válvulas atajadera. ($2 \cdot 1,2 = 2,4\text{m}$)
- 4 codos de 90° . ($4 \cdot 11,5 = 46\text{m}$)
- 1 conexiones en T. ($1 \cdot 11,5 = 11,5\text{m}$)
- 1 T tipo limpieza. ($1 \cdot 3,5 = 3,5\text{m}$)

Siendo entonces la longitud equivalente total en accesorios para cada grupo de bombeo:

$$L_{eq} = 28 + 2,4 + 46 + 11,5 + 3,5 + 0,017 + 0,024 = 91,44 \text{ m.}$$

Y la longitud total será:

$$L_{\text{total para grupo de bombeo}} = L_{\text{tubería}} + L_{eq} = 46 + 91,44 = 137,44 \text{ m.}$$

4.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación:

$$\text{Re} = \frac{0,38 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1,0391 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}}} = 5,48 \cdot 10^4$$

$$5,48 \cdot 10^4 > 2100 \rightarrow \text{flujo turbulento}$$

Para tuberías de fundición revestida de asfalto y diámetro interno de 150 mm se obtiene gráficamente una rugosidad relativa de:

$$\varepsilon/D = 0,0008$$

El coeficiente de fricción, f , se determina gráficamente a partir de los valores del número de Reynolds y la rugosidad relativa.

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 5,48 \cdot 10^4 \\ \varepsilon/D = 0,0008 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,021$$

4.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación, tenemos que:

$$h_f = 0,021 \frac{137,44 \text{ m}}{0,150 \text{ m}} \frac{(0,38 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,14 \text{ m}$$

Pero como el fluido es fango, tenemos que:

$$h_f(\text{fango}) = k \cdot h_f(\text{agua})$$

Siendo k el factor multiplicador de la pérdida de carga. Su valor para el fango primario con una concentración de sólidos del 3,1% asciende a:

$$3,1\% \text{ sólidos} \rightarrow k = 3,07$$

Por tanto:

$$h_f(\text{fango}) = 3,07 \cdot 0,14 = 0,44 \text{ m}$$

4.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (h_w) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA

Sustituyendo en la fórmula anterior:

$$h_w = 2,5 + 0,14 = 2,94 \text{ m}$$

Presión a suministrar por la bomba.

La presión a suministrar será la calculada anteriormente más un coeficiente de seguridad.

$$P_{wl} = h_w \cdot 1,5 = 4,41 \text{ m.c.a}$$

La potencia de la bomba necesaria para vencer dicha carga de trabajo será:

$$W = h_w \cdot \rho \cdot Q$$

$$W = 4,41 \text{ m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,034 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 149,69 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{s}$$

$$149,69 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{s} \frac{1 \text{ CV}}{75 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{s}} = 1,99 \text{ CV}$$

Además, se debe tener en cuenta el rendimiento de la bomba. Entonces, la potencia necesaria será:

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{W_{teorica}}{\eta}$$

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{1,99}{0,7} = 2,85 \text{ CV}$$

Por razones de seguridad se suele incrementar la potencia de la bomba en un 25% por lo que la potencia de la bomba finalmente será:

$$P = 2,85 \cdot 0,25 + 2,85 = 3,56 \text{ CV} \rightarrow \mathbf{2,62 \text{ kW}}$$

Por consiguiente, se requiere una bomba con una potencia de 2,62 kW para llevar los fangos desde los decantadores primarios hasta la centrífuga.

4.7. GOLPE DE ARIETE

4.7.1. CELERIDAD

Sustituyendo resulta:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 \cdot \frac{150}{6}}} = 1156,3 \text{ m/s}$$

4.7.2. TIEMPO DE MANIOBRA

La longitud de la tubería a instalar, en nuestro caso, es superior a 500 m e inferior 1500 por lo que el valor de k será 1,5. Sustituyendo:

$$T = 1 + \frac{1,5 \cdot 46 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 2,94 \text{ m}} = 1,91 \text{ s}$$

Puesto que "L" es la longitud de la tubería y la celeridad "a" es la velocidad de propagación de la onda de presión, $(2L/a)$ será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa. Por tanto:

$$\text{Si } T < \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow \text{ la maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el}$$

retorno de la onda de presión y tendremos un cierre rápido, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería.

Si $T > \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ estaremos ante un cierre lento y ningún punto alcanzará

la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de que se genere la última negativa.

$$\frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 46 \text{ m}}{1156,3 \text{ m/s}} = 0,080 \text{ s.}$$

$$T = 1,91 \text{ s} \rightarrow T > \frac{2 \cdot L}{a} \quad \text{cierre lento}$$

4.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE

En nuestro caso, emplearemos la ecuación de Michaud ya que anteriormente se calculó que el cierre era lento.

$$\Delta h = \frac{2 \cdot 46 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 1,91 \text{ s}} = 1,87 \text{ m.c.a}$$

5. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA PARA BOMBLEAR EL FANGO A DIGESTIÓN

El bombeo de los fangos a digestión se llevará a cabo con una bomba de tornillo helicoidal.

El cálculo se realiza hallando las pérdidas de carga por fricción, h_f , que corresponde al agua. Este valor se incrementará un porcentaje determinado según las características y tipología del fango.

Por tanto, se toma como viscosidad y densidad del fango la correspondiente al agua residual.

$$\mu = 1,039 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m} \cdot \text{s}$$

$$\rho = 998,35 \text{ kg/m}^3$$

5.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN

- Diámetro de la tubería: 150 mm.
- Material: fundición revestida de asfalto.
- Altura geométrica total: 6,5 m.
- Rendimiento de la bomba: 60%.
- Longitud total de tubería: 15 m.
- Accesorios:
 - 1 válvulas de retención.
 - 1 válvulas compuerta.
 - 4 codos de 90°.
 - 2 T tipo limpieza.

5.2. DATOS DE CAUDAL

El fango a digerir, producido por día, es 269,76 m³/día (11,24 m³/h) . La alimentación al digester será continua, por lo que tendremos un caudal de:

$$Q = 0,0031 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE

Los accesorios de la conducción y su longitud equivalente se determinan gráficamente partiendo del dato del diámetro (150 mm.). Las gráficas las podemos encontrar en las figuras 1 y 2 del anexo II Línea piezométrica.

- Válvulas de retención.

$$L = 1 \cdot 14 = 14 \text{ m.}$$

- Válvulas compuerta.

$$L = 1 \cdot 1,07 = 1,07 \text{ m.}$$

- Codos de 90°

$$L = 4 \cdot 11,5 = 46 \text{ m.}$$

- T tipo limpieza.

$$L = 2 \cdot 3,5 = 7,0 \text{ m.}$$

La velocidad del fluido a través de la canalización es:

$$v = \frac{0,0031 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \cdot 0,075^2} = 0,18 \text{ m/s}$$

A continuación se calculan las longitudes equivalentes, debidas por un lado a los dos estrechamientos bruscos al pasar el fango almacenado en el tanque

de mezcla a la tubería, y al ensanchamiento producido al pasar el fango desde la tubería al digestor.

$$L_{eq,1} = 0,74 \frac{(0,18)^2}{2g} = 0,0012 \text{ m (contracción)}$$

$$L_{eq,2} = 1,0 \frac{(0,18)^2}{2g} = 0,0016 \text{ m (ensanchamiento)}$$

Siendo entonces la longitud equivalente total en accesorios:

$$L_{eq} = 14 + 1,07 + 46 + 7 + 0,0012 + 0,0016 = 68,073 \text{ m.}$$

Y la longitud total será:

$$L_{total} = L_{tuberia} + L_{eq} = 15 + 68,073 = 83,07 \text{ m.}$$

5.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación:

$$R_e = \frac{0,18 \text{ m/s} \cdot 0,150 \text{ m} \cdot 998,35 \text{ kg/m}^3}{1,039 \cdot 10^{-3} \text{ kg/ms}} = 2,59 \cdot 10^4$$

Flujo turbulento

Para tuberías de fundición revestida de asfalto y diámetro interno de 150 mm se obtiene gráficamente una rugosidad relativa de:

$$\varepsilon/D = 0,0008$$

El coeficiente de fricción, f , se determina gráficamente a partir de los valores del número de Reynolds y la rugosidad relativa.

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 2,59 \cdot 10^4 \\ \varepsilon/D = 0,0008 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,0245$$

5.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación, tenemos que:

$$h_f = 0,0245 \frac{83,07 \text{ m} (0,18 \text{ m/s})^2}{0,150 \text{ m} \cdot 2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,022 \text{ m.}$$

Para obtener las pérdidas por fricción correspondientes al fango debemos multiplicar por un factor multiplicador, esto es:

$$h_f(\text{fango}) = 3,2 h_f(\text{agua})$$

$$h_f(\text{fango}) = 3,2 \cdot 0,022 = 0,072 \text{ m.}$$

5.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (h_w) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA

Sustituyendo en la fórmula anterior:

$$h_w = 6,5 + 0,072 = 6,57 \text{ m.}$$

Presión a suministrar por la bomba.

La presión a suministrar será la calculada anteriormente más un coeficiente de seguridad.

$$P_{w/l} = h_w \cdot 1,5 = 9,86 \text{ m.c.a}$$

La potencia de la bomba necesaria para vencer dicha carga de trabajo será:

$$W = h_w \cdot \rho \cdot Q$$

$$W = 9,6 \text{ m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,031 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 297,11 \text{ kg}\cdot\text{m/s}$$

$$297,11 \text{ kg}\cdot\text{m/s} \frac{1 \text{ CV}}{75 \text{ kg}\cdot\text{m/s}} = 3,96 \text{ CV}$$

Además, se debe tener en cuenta el rendimiento de la bomba. Entonces, la potencia necesaria será:

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{W_{teorica}}{\eta}$$

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{3,96}{0,7} = 5,66 \text{ CV}$$

Por razones de seguridad se suele incrementar la potencia de la bomba en un 25% por lo que la potencia de la bomba finalmente será:

$$P = 5,66 \cdot 0,25 + 5,66 = 7,07 \text{ CV} = 5,20 \text{ kW}$$

Por consiguiente, se requiere una bomba con una potencia de 5,20 kW para llevar los fangos desde la centrífuga hasta el digestor.

5.7. GOLPE DE ARIETE

5.7.1. CELERIDAD

Sustituyendo resulta:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 \cdot \frac{150}{6}}} = 1156,3 \text{ m/s}$$

5.7.2. TIEMPO DE MANIOBRA

La longitud de la tubería a instalar, en nuestro caso, es superior a 500 m e inferior 1500 por lo que el valor de k será 1,5. Sustituyendo:

$$T = 1 + \frac{1,5 \cdot 15 \text{ m} \cdot 0,18 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 6,57 \text{ m}} = 1,06 \text{ s}$$

Puesto que “L” es la longitud de la tubería y la celeridad “a” es la velocidad de propagación de la onda de presión, $(2L/a)$ será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa. Por tanto:

Si $T < \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ la maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el

retorno de la onda de presión y tendremos un cierre rápido, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería.

Si $T > \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ estaremos ante un cierre lento y ningún punto alcanzará

la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de que se genere la última negativa.

$$\frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 15}{1156,3 \text{ m/s}} = 0,026 \text{ s}$$

$$T = 1,06 \text{ s} \rightarrow T > \frac{2 \cdot L}{a} \text{ cierre lento}$$

5.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE

En nuestro caso, emplearemos la ecuación de Michaud ya que anteriormente se calculó que el cierre era lento.

$$\Delta h = \frac{2 \cdot 15 \text{ m} \cdot 0,18 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 1,06 \text{ s}} = 0,52 \text{ m.c.a}$$

6. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA PARA RECIRCULAR AGUA DE MEMBRANAS A UASB

El cálculo de la potencia de bombeo se realiza hallando las pérdidas de carga por fricción, h_f , que corresponde al agua.

6.1. CARACTERÍSTICAS DE IMPULSIÓN

- Diámetro de la tubería: 250 mm.
- Material: resina de poliéster reforzado con fibra de vidrio.
- Rendimiento de la bomba: 70%.
- Longitud total de tubería: 8 m.
- Accesorios:
 - 2 válvulas de retención.
 - 2 codos de 90°.

6.2. DATOS DE CAUDAL

Basándonos en datos expuestos en el diseño y dimensionamiento de la E.D.A.R., tenemos que:

$$Q_{\text{recirculación}} = 3,18 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 8,82 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

6.3. CÁLCULO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE

Los accesorios de la conducción y su longitud equivalente se determinan gráficamente partiendo del dato del diámetro (250 mm.). Las gráficas las podemos

encontrar en las figuras 1 y 2 del anexo II Línea piezométrica.

- Válvulas de retención.

$$L = 2 \cdot 20 = 40 \text{ m.}$$

- 2 Codos de 90°

$$L = 4 \cdot 18 = 72 \text{ m.}$$

La velocidad del fluido a través de la canalización es:

$$v_{\text{máxima}} = \frac{8,82 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi \cdot 0,125^2} = 0,018 \text{ m/s}$$

A continuación se calculan las longitudes equivalentes, debidas a los dos estrechamientos bruscos (paso de agua de depósito a tubería).

$$L_{eq.1} = 0,74 \frac{0,018^2}{2g} = 1,22 \cdot 10^{-5} \text{ m (contracción)}$$

Siendo entonces la longitud equivalente total en accesorios:

$$L_{eq} = 40 + 72 + 1,22 \cdot 10^{-5} = 112 \text{ m.}$$

Y la longitud total será:

$$L_{total} = L_{tubería} + L_{eq} = 8 + 112 = 120 \text{ m.}$$

6.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación:

$$\text{Re} = \frac{2,037 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 0,250 \text{m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1,039 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}}} = 4,89 \cdot 10^5$$

$$\text{Re} = \frac{0,018 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 0,250 \text{m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1,039 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}}} = 4342$$

$$4324 > 2100 \Rightarrow \text{flujo turbulento}$$

Para tuberías de resina de poliéster reforzado con fibra de vidrio y diámetro interno de 250 mm se obtiene gráficamente una rugosidad relativa de:

$$\varepsilon/D = 0,0000065$$

El coeficiente de fricción, f , se determina gráficamente a partir de los valores del número de Reynolds y la rugosidad relativa.

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 4324 \\ \varepsilon/D = 0,0000065 \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,04$$

6.5. CÁLCULO DE LA CARGA DE FRICCIÓN

Sustituyendo en la ecuación, tenemos que:

$$h_f = 0,04 \frac{120 \text{ m}}{0,250 \text{ m}} \frac{(0,018 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 3,17 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$$

$$h_f = 3,17 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$$

6.6. CÁLCULO DE CARGA DE TRABAJO (h_w) Y LA POTENCIA DE LA BOMBA

Sustituyendo en la fórmula anterior:

$$h_w = 3,56 + 3,17 \cdot 10^{-4} = 3,56 \text{ m.}$$

Presión a suministrar por la bomba.

La presión a suministrar será la calculada anteriormente más un coeficiente de seguridad.

$$P_{wl} = h_w \cdot 1,5 = \mathbf{5,34 \text{ m.c.a}}$$

La potencia de la bomba necesaria para vencer dicha carga de trabajo será:

$$W = h_w \cdot \rho \cdot Q$$

$$W = 5,34 \text{ m} \cdot 998,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 8,82 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 4,70 \text{ kg} \cdot \text{m/s}$$

$$4,70 \text{ kg} \cdot \text{m/s} \frac{1 \text{ CV}}{75 \text{ kg} \cdot \text{m/s}} = 0,06 \text{ CV}$$

Además, se debe tener en cuenta el rendimiento de la bomba. Entonces, la potencia necesaria será:

$$\text{Potencia necesaria} = \frac{W_{teórica}}{\eta}$$

$$Potencia\ necesaria = \frac{0,06}{0,7} = 0,09\ CV$$

Por razones de seguridad se suele incrementar la potencia de la bomba en un 25% por lo que la potencia de la bomba finalmente será:

$$P = 0,9 \cdot 0,25 + 0,09 = \mathbf{0,11\ CV = 0,08\ kW}$$

Por lo tanto, se requiere una bomba con una potencia de 0,08 Kw para recircular el agua de las membranas al reactor UASB.

6.7. GOLPE DE ARIETE

6.7.1. CELERIDAD

Sustituyendo resulta:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 \cdot \frac{250}{6}}} = 1043,7\ m/s$$

6.7.2. TIEMPO DE MANIOBRA

La longitud de la tubería a instalar, en nuestro caso, es inferior a 500 m por lo que el valor de k será 2. Sustituyendo:

$$T = 1 + \frac{2 \cdot 8\ m \cdot 0,018\ m/s}{9,8\ m/s^2 \cdot 3,56\ m} = 1,008\ s$$

Puesto que “L” es la longitud de la tubería y la celeridad “a” es la velocidad de propagación de la onda de presión, $(2L/a)$ será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa. Por tanto:

Si $T < \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ la maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el

retorno de la onda de presión y tendremos un cierre rápido, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería.

Si $T > \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow$ estaremos ante un cierre lento y ningún punto alcanzará

la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de que se genere la última negativa.

$$\frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 8 \text{ m}}{1043,7 \text{ m/s}} = 0,015 \text{ s}$$

$$T = 1,008 \text{ s} \rightarrow T > \frac{2 \cdot L}{a} \text{ cierre lento}$$

6.7.3. CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN PRODUCIDA POR EL GOLPE DE ARIETE

En nuestro caso, emplearemos la ecuación de Michaud ya que anteriormente se calculó que el cierre era lento.

$$\Delta h = \frac{2 \cdot 8 \text{ m} \cdot 0,018 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 1,008 \text{ s}} = 0,029 \text{ m.c.a}$$

7. CUADROS RESUMEN

Tabla 1. Cuadro resumen bomba del desarenador-desengrasador a arqueta de reparto

<i>Bomba del desarenador-desengrasador a arqueta de reparto</i>	
Caudal	0,10 m³/s
Presión	8,205 m.c.a.
Potencia	14,03 kW

Tabla 2. Cuadro resumen bomba paso agua a través de las membranas

<i>Bomba para el paso de agua a través de las membranas</i>	
Caudal	0,10 m³/s
Presión	12,465 m.c.a.
Potencia	21,78 kW

Tabla 3. Cuadro resumen bomba desde decantador a centrífuga

<i>Bomba del decantador a centrífuga</i>	
Caudal	0,003 m³/s
Presión	4,41 m.c.a.
Potencia	0,75 kW

Tabla 4. Cuadro resumen bomba centrífuga a digestión

<i>Bomba de centrífuga a digestión</i>	
Caudal	0,003 m³/s
Presión	9,83 m.c.a.
Potencia	5,20 kW

Tabla 5. Cuadro resumen bomba recirculación membranas a UASB

<i>Bomba de centrífuga a digestión</i>	
Caudal	8,82·10⁻⁴ m³/s
Presión	5,34 m.c.a.
Potencia	0,08 kW

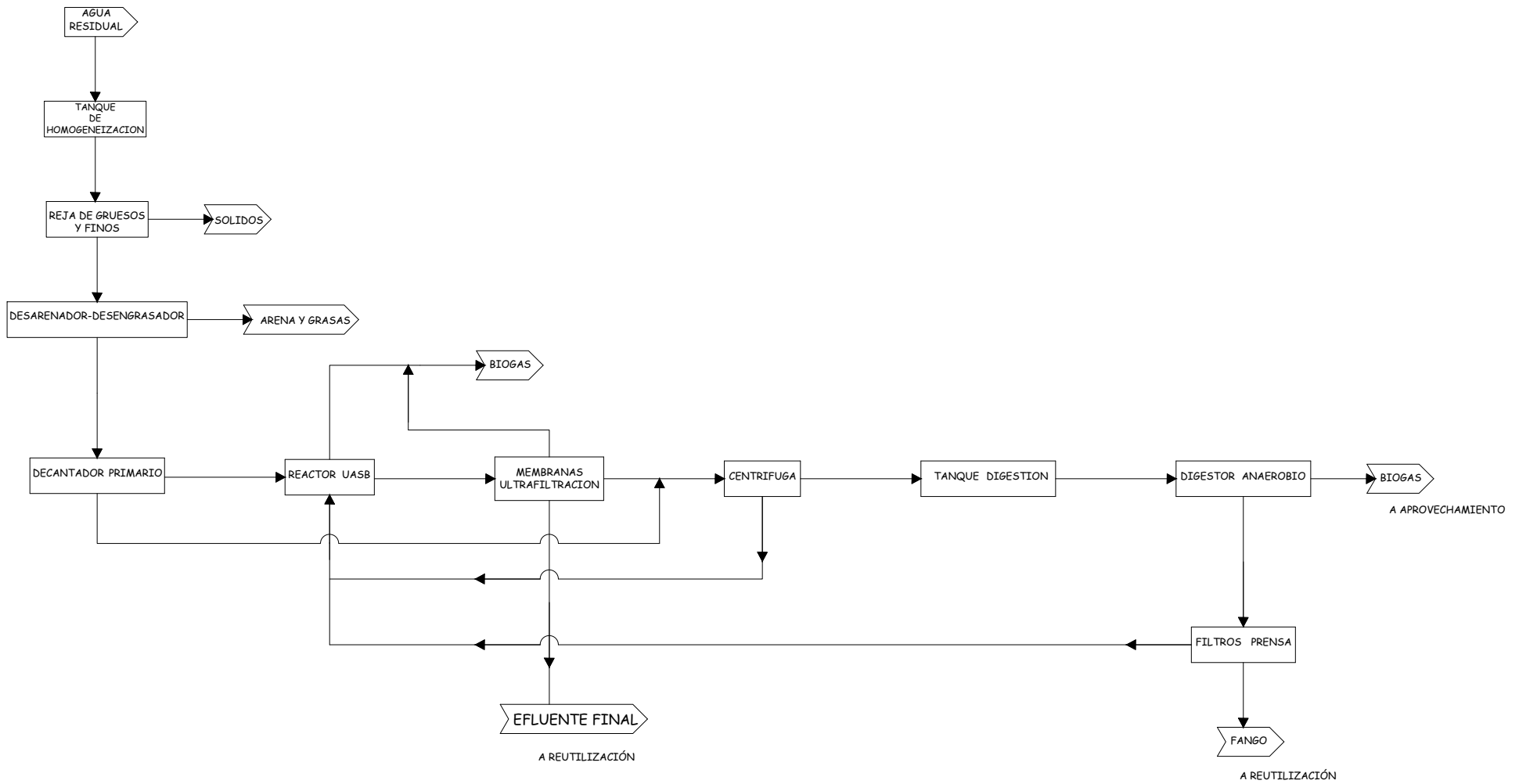
UNIVERSIDAD DE VALLADOLID



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS

ANEXO IV
PLANOS



ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS

TÍTULO. DIAGRAMA DE BLOQUES

TRABAJO FIN DE GRADO

TAMAÑO: Nº DE PLANO:

FIRMA

REV.

AUTOR. MIRIAM FERNANDEZ CASCANTE

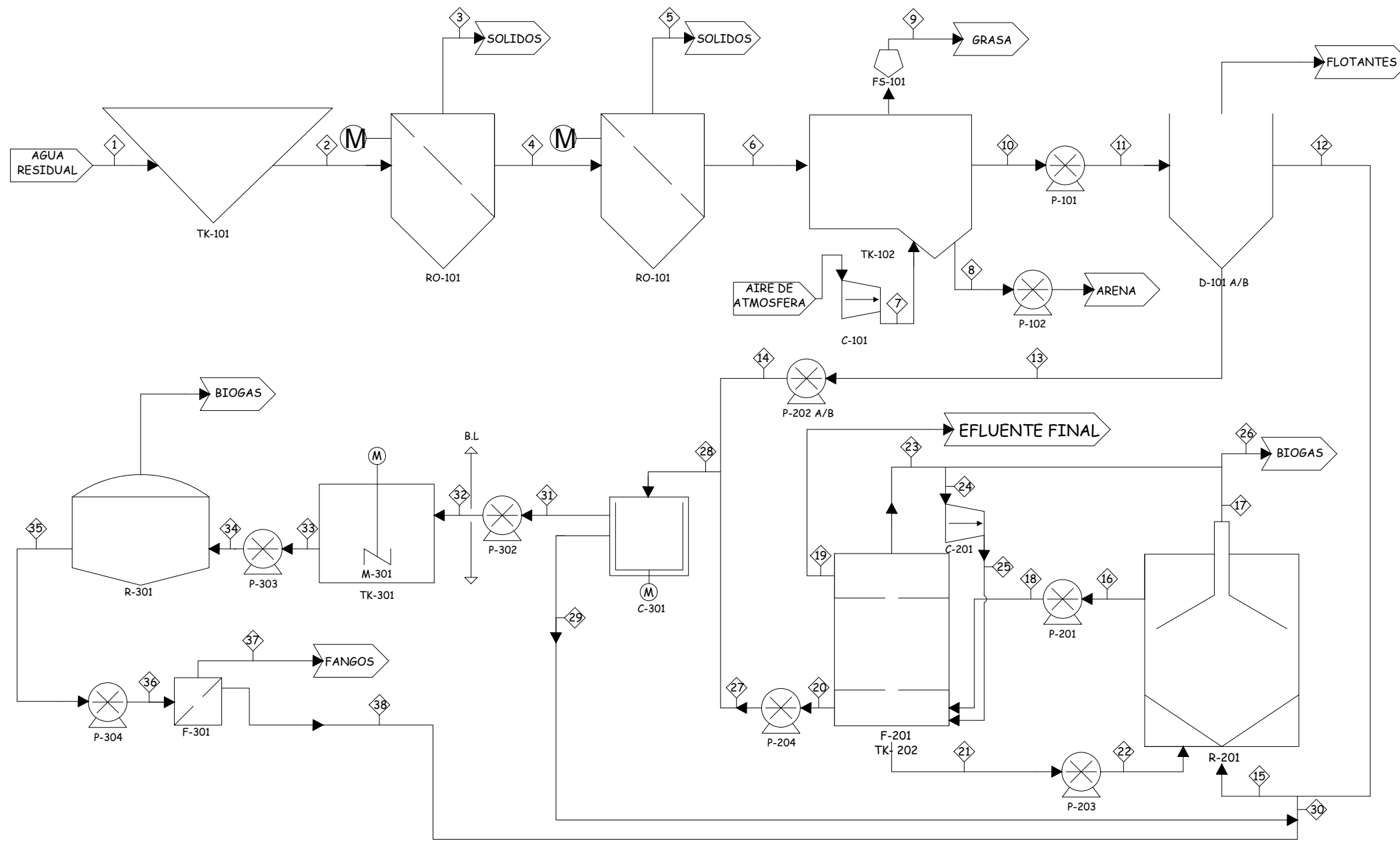
A4

1

ESCALA: S/E


FECHA: Abril 2015

HOJA 1 DE 1



LISTA DE EQUIPOS	
TK-101	TANQUE DE HOMOGENEIZACION
RO-101	REJAS
TK-102	DESARENADOR-DESENGRASADOR
C-101	COMPRESOR
P-101	BOMBA IMPULSION DESARENADOR A ARQUETA DE REPARTO
FS-101	RASQUETA DE SUPERFICIE
P-102	BOMBA EXTRACCION ARENA
D-101 A/B	DECANTADOR PRIMARIO
P-202 A/B	BOMBA IMPULSION DECANTADOR A CENTRIFUGA
R-201	REACTOR UASB
P-201	BOMBA IMPULSION MEMBRANAS
F-201	MEMBRANAS ULTRAFILTRACION
TK-202	TANQUE DE MEMBRANAS
C-201	COMPRESOR
P-203	BOMBA RECIRCULACION DE MEMBRANAS A UASB
P-204	BOMBA IMPULSION DE MEMBRANAS A CENTRIFUGA
C-301	CENTRIFUGA
P-302	BOMBA IMPULSION CENTRIFUGA A TANQUE DIGESTION
P-303	BOMBA IMPULSION TANQUE DIGESTION A DIGESTOR
P-304	BOMBA IMPULSION DIGESTOR A FILTROS PRENSA
TK-301	TANQUE DE DIGESTION
R-301	DIGESTOR ANAEROBIO
M-301	AGITADOR
F-301	FILTROS PRENSA

Nº DE CORRIENTE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38				
Flujo volumétrico(m³/h)	Agua Residual	Agua Residual	0,0057	Agua Residual	0,01	375,00	243	11,25	3	360,75	360,75	355,46	5,29	5,29	372,41	373,39	38,81	373,39	364,06	8,35	0,98	0,98	18,69	480	480	58	8,35	13,64	13,02	16,95	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,27	0,23					
Flujo másico (kg/h)	Residual	Residual	8,55	Residual	14,30	374198	313	30375	2550	359978	359978	354701	5277	5277	354701	372595	46	372595	363280	8337	978	978	22,06	566	566	68	8337	1515	13614	12994	16915,76	619	619,47	619,47	619,47	567,84	567,84	345,12	226,88			
DQO (mg/l)	--	--	--	--	--	6300	--	--	--	6061	6061	4545	1515	1515	4545	477	2477	477	477	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
DBO (kg/d)	--	--	--	--	--	3915	--	--	--	3766	3766	2636	1130	1130	2636	165	--	165	92	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
SS (mg/l)	--	--	--	--	--	435	--	--	--	435	435	305	9	9	305	18	--	18	18	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
NTK (kg/d)	--	--	--	--	--	3672	--	--	--	3532	3532	1007	2526	2526	1421	1279	--	1279	--	1604	188	188	--	--	--	--	1604	4130	413	414	3717	3717	3717	3717	2471,67	2471,67	267,5	0,909				
P soluble (kg/d)	--	--	--	--	--	408	--	--	--	408	408	116	19900	19900	157	200	--	200	--	8000	8000	8000	--	--	--	--	8000	12613	1321	1017	300000	300000	300000	300000	199500	199500	390000	167				
Densidad (kg/m³)	--	--	1500	--	1300	997,86	1,29	2700	850	998	998	998	998	998	998	998	1,18	998	998	998	998	998	1,18	1,18	1,18	1,18	998	998	998	998	1200	1200	1200	1200	1100	1100	1300	997,86				
Viscosidad (kg·m·s)	--	--	--	--	--	9,410 ⁴	1,7110 ⁵	--	--	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	1,3210 ⁵	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴	9,410 ⁴					
Temperatura (°C)	--	--	22	--	22	22	22	--	--	22	22	22	22	22	22	22	--	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22			
Presión (atm)	--	--	1	--	1	1	1	--	--	1	1	1	1	1	1	1	1,2	1	1	1	1	1	1,21	1,21	1,21	1,2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			

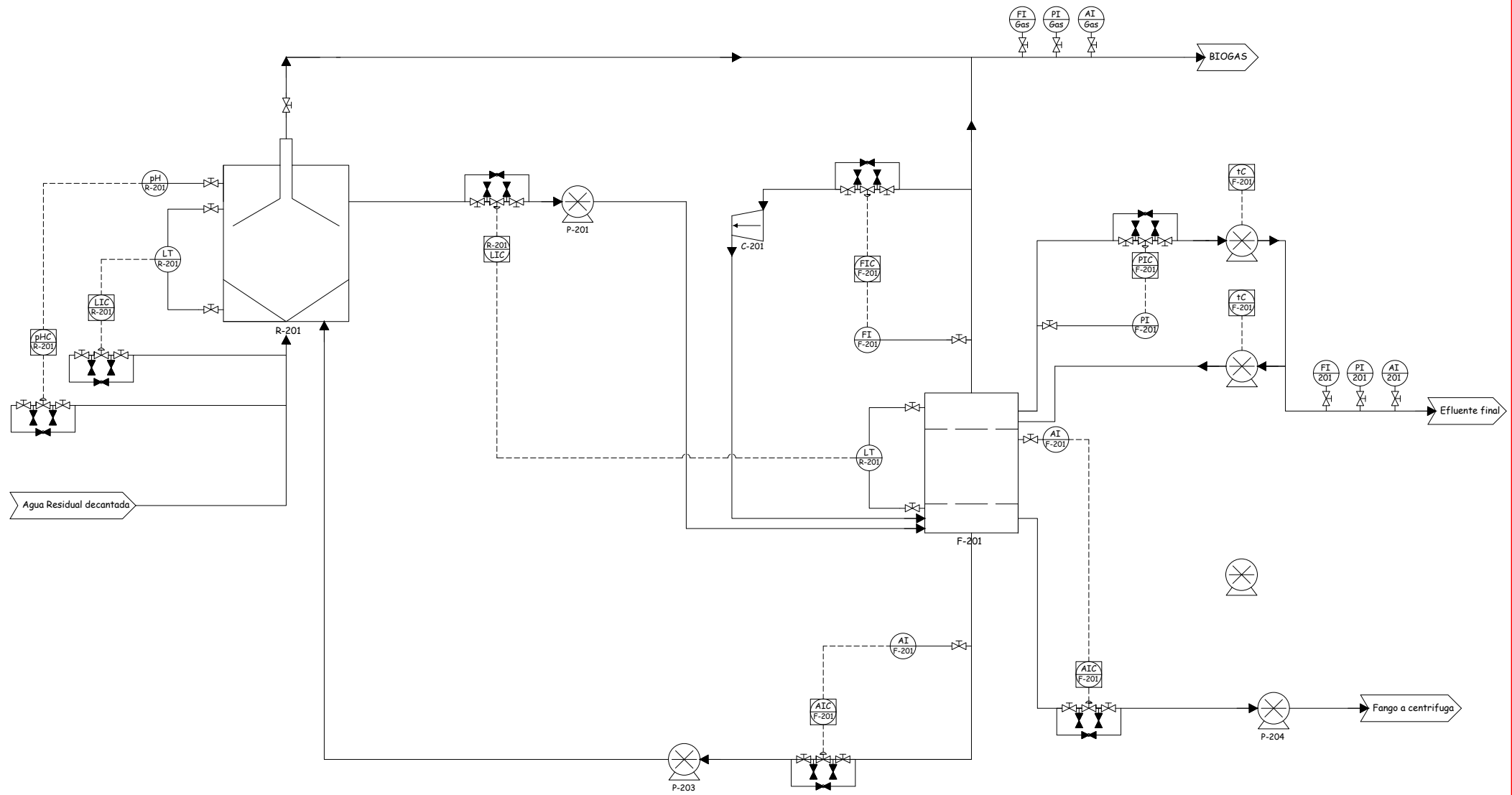


ESUELA DE INGENIERIAS INDUSTRIALES

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS

TITULO. DIAGRAMA DE FLUJO

TRABAJO FIN DE GRADO	Nº DE PLANO:	TAMAÑO:	FIRMA	REV.
AUTOR. MIRIAM FERNANDEZ CASCANTE	2	A3		
	ESCALA: 5/E	FECHA: Abril 2015	HOJA	1 DE 1



Nomenclatura instrumentos

Parámetros:

L- NIVEL
 F- FLUJO
 T- TEMPERATURA
 A- COMPOSICIÓN
 t- TIEMPO

Símbolos:

□ - CONTROLADOR
 ○ - INDICADOR

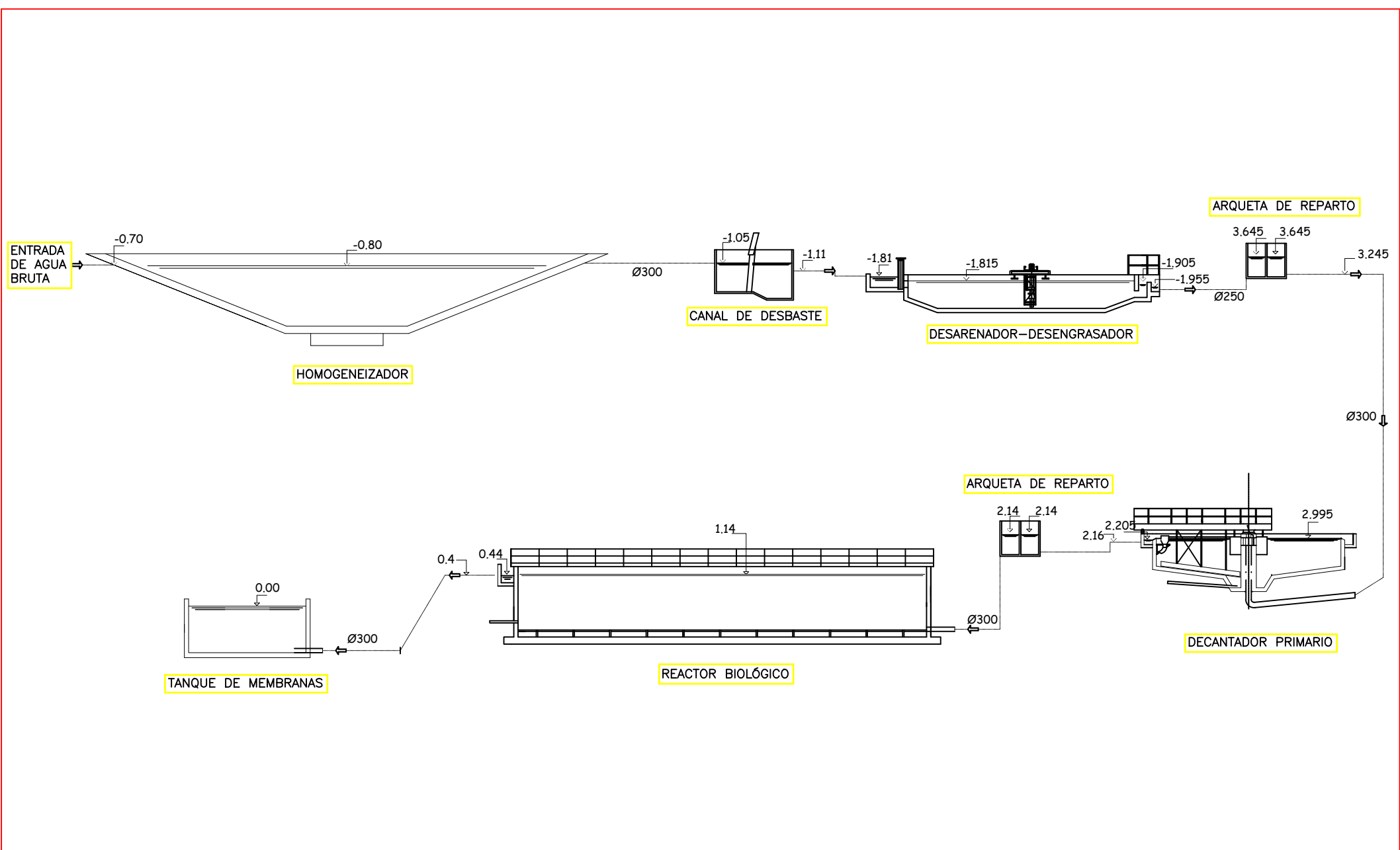
Señales:


----- Señal eléctrica

Simbología

⊘ Válvula de corte
 ⚡ Válvula de drenaje y venteo
 ⚙ Válvula de globo
 ⊕ Válvula de control

	DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS			
	TÍTULO. DIAGRAMA DE INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL			
TRABAJO FIN DE GRADO	TAMAÑO:	Nº DE PLANO:	FIRMA:	REV.:
AUTOR. MIRIAM FERNANDEZ CASCANTE	A3	3		
ESCALA: S/E	FECHA: Abril 2015	HOJA:	1 DE 1	



	DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON REACTORES DE MEMBRANAS			
	TÍTULO. LÍNEA PIEZOMÉTRICA			
TRABAJO FIN DE GRADO	TAMAÑO: A4	Nº DE PLANO: 4	FIRMA:	REV.:
AUTOR. MIRIAM FERNANDEZ CASCANTE	ESCALA: S/E	FECHA: Abril 2015	HOJA:	1 DE 1