

Universidad de **Cádiz**

Proyectos de fin de carrera de **Ingeniería Química**

Facultad: CIENCIAS

Titulación: INGENIERÍA QUÍMICA

Título: Dimensionamiento de la estación
depuradora de aguas residuales del
municipio de Santa Eugenia de Ribeira

Autor: Vicente SANTIAGO SARASQUETE

Fecha: Febrero 2008





INDICE

INDICE	1
1. INTRODUCCIÓN	2
2. PROCESO DE DEPURACIÓN	3
3. PRESUPUESTO	6
4. PLIEGO DE CONDICIONES	6

1. INTRODUCCIÓN

El presente proyecto tiene como objetivo principal el dimensionamiento de la mejor tecnología para el tratamiento de las aguas residuales del municipio de Santa Eugenia de Ribeira.

Para llegar a este objetivo es necesario recopilar datos de población y dotación de agua procedentes de bases de datos proporcionadas por el Ayuntamiento de Ribeira, el Instituto Gallego de Estadística y el Instituto Nacional de Estadística con objeto de determinar no sólo el caudal actual de aguas residuales del municipio sino su proyección a 20-25 años vista.

Con estos datos se seleccionará el proceso de depuración más adecuado en función de la población actual, su proyección demográfica y las fluctuaciones estacionales del caudal de aguas residuales.

Seleccionada la tecnología más adecuada se dimensionarán los equipos necesarios para eliminar los sólidos y el contenido en materia orgánica del agua residual hasta alcanzar unos niveles de depuración acordes con la normativa vigente. Asimismo se dimensionarán los equipos y procesos necesarios para concentrar, estabilizar y deshidratar los lodos generados en el proceso de depuración de aguas residuales.

Para el dimensionamiento es, además, necesario conocer los caudales de las corrientes de entrada y salida de cada unidad así como las concentraciones de las cargas contaminantes (DBO, DQO y SST) correspondientes.

2. PROCESO DE DEPURACIÓN

Se procede al dimensionamiento de las siguientes unidades:

Desbaste (canal de entrada, canal de entrada, reja de gruesos y reja de finos)

El desbaste es la primera operación unitaria que tiene lugar en una E.D.A.R. Se lleva a cabo mediante rejas formadas por barras verticales o inclinadas, que interceptan el flujo de la corriente de agua residual en un canal de entrada a la estación depuradora. Su misión es retener y separar los sólidos más voluminosos, a fin de evitar las obstrucciones en los equipos mecánicos de la planta y facilitar la eficacia de los tratamientos posteriores. Estas rejas disponen de un sistema de limpieza que separa las materias retenidas.

Desarenado

El desarenado tiene como objetivo eliminar partículas más pesadas que el agua, que no se hayan quedado retenidas en el desbaste, y que tienen una granulometría superior a 200 micras.

Se instalan tres desarenadores aireados, uno por canal.

Decantación primaria

Este tratamiento pretende reducir el tamaño de los sólidos en suspensión (SS) del agua residual utilizando unos tanques de sedimentación primaria. La sedimentación es una operación unitaria que consiste en la separación, por acción de la fuerza de la gravedad, de las partículas suspendidas cuyo peso específico es mayor que el del agua.

Se instalan dos decantadores primarios.

Tratamiento físico-químico

El aumento considerable de la población en verano obliga a dividir la corriente de salida del decantador primario en dos, una que se dirige hacia el tratamiento biológico y otra que va al tratamiento físico-químico. Existen partículas de tamaños muy pequeños (inferiores a $1\mu\text{m}$) que no pueden ser separadas mediante los procedimientos comunes (sedimentación, filtración). Deben ser sometidas a un tratamiento físico-químico. Este tratamiento de coagulación-floculación se lleva a cabo en un tanque

Se emplea un tanque de coagulación-floculación (reactivos cal y FeCl_3). A la salida de éste se sitúa un decantador lamelar (ocupan menos espacio) para separar los fangos producidos del agua que se envía al tratamiento biológico.

Tratamiento biológico

En el tratamiento biológico primero se produce la oxidación aerobia de la materia orgánica (llevada a cabo por bacterias). A continuación, cuando la materia orgánica ha sido suficientemente oxidada, se pasa a un decantador secundario o clarificador donde se separa el agua de los lodos. Se emplean dos decantadores secundarios.

Los fangos producidos en los diferentes sistemas de tratamiento de la planta (decantación primaria, secundaria,...) se llevan a un sistema de tratamiento que consta de las siguientes etapas:

Espesamiento

El espesamiento es un procedimiento que se emplea para aumentar el contenido de sólidos del fango por eliminación de parte de la fracción líquida del mismo. Se emplea un espesador por gravedad para los fangos primarios y un espesador por flotación para los fangos secundarios.

Digestión

Esta etapa se realiza en un digestor anaerobio. Las bacterias descomponen la materia orgánica en ausencia de aire. Consta de tres fases: hidrólisis, formación de ácidos y formación de metano.

Deshidratación

La deshidratación es una operación unitaria física (mecánica) utilizada para reducir el contenido de humedad del fango.

Se seleccionan filtros banda para este proceso debido a su alta capacidad de deshidratación y a su capacidad para actuar en continuo. Se emplean cuatro filtros banda (uno en reserva) y, se procede a la deshidratación de los fangos que salen del digestor junto con la de los fangos que salen del decantador lamelar.

Cogeneración

Durante la digestión anaerobia la biomasa se transforma en un combustible gaseoso denominado biogás. Este biogás se empleará para la obtención de energía eléctrica que será utilizada por la propia planta para regular la temperatura de los digestores u operar bombas o compresores.

Todos los equipos que mencionados están dimensionados e indicadas las corrientes de entrada y salida de cada unidad.

3. PRESUPUESTO

Se fija el precio (estimativo) de cada uno de los equipos empleados atendiendo a sus dimensiones y materiales de construcción.

Se calculará el presupuesto de ejecución material (PEM), al cual se añadirá el beneficio industrial obteniéndose el presupuesto de ejecución por contrata (PEC). Por último se le añade el I.V.A (16 %).

Al hablar de obra civil se incluyen el precio de las excavaciones, transportes de tierra, hormigón, acero y mano de obra necesarios para cimentaciones y estructuras, tanto de hormigón como de acero.

En consecuencia, el presupuesto total asciende a trece millones ochocientos mil euros aproximadamente.

4. PLIEGO DE CONDICIONES

Constituye el conjunto de instrucciones, normas, prescripciones y especificaciones que, junto con lo indicado en la Memoria, Planos y Presupuestos, definen todos los requisitos a cumplir por las obras.

FACULTAD DE CIENCIAS

TÍTULO DE INGENIERO QUÍMICO



PROYECTO FIN DE CARRERA

**DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES DEL
MUNICIPIO DE SANTA EUGENIA DE RIBEIRA**

**DOCUMENTO N°1
MEMORIA**

Vicente Santiago Sarasquete

Febrero 2008

INDICE

INDICE.....	1
1. ANTECEDENTES	5
2. OBJETIVO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	7
2.1 OBJETIVO DEL PROYECTO	7
2.2 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	7
3. VIABILIDAD.....	9
3.1 VIABILIDAD ECONÓMICA	9
3.2 VIABILIDAD TECNOLÓGICA	9
3.3 VIABILIDAD LEGAL	9
4. EMPLAZAMIENTO.....	11
4.1 REQUISITOS PARA EMPLAZAMIENTO DE LA E.D.A.R	11
4.2 SELECCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO.....	12
5. PROCESO DE DEPURACIÓN	14
5.1 PRETRATAMIENTO	15
5.1.1 Desbaste.....	15
5.1.1.1 Rejas de limpieza manual.....	17
5.1.1.2 Rejas de limpieza mecánica.....	17
5.1.1.3 Canal de Reja.....	18
5.1.1.4 Selección de las rejas.....	19
5.1.2 Desarenado	20
5.1.2.1 Desarenadores de flujo horizontal.....	21
5.1.2.2 Desarenadores de flujo vertical	21
5.1.2.3 Desarenadores de flujo inducido (rectangulares aireados).....	21
5.1.2.4 Selección del tipo de desarenador	23
5.1.3 Desengrasado.....	23
5.1.3.1 Selección del tipo de desengrasador.....	24
5.2 TRATAMIENTO PRIMARIO.....	25
5.2.1 Decantación primaria.....	25
5.2.1 Tipos de decantadores	26
5.2.2.1 Decantador circular	27
5.2.2.2 Decantadores rectangulares	28
5.2.3 Selección del decantador	29

5.3	TRATAMIENTO SECUNDARIO	30
5.3.1	Tratamiento biológico del agua residual	30
5.3.2	Fundamentos de los procesos biológicos aerobios	31
5.3.2.1	Reacciones de síntesis o asimilación	31
5.3.2.2	Reacciones de respiración endógena u oxidación	31
5.3.3	Proceso de fangos activados	32
5.3.3.1	Oxidación biológica.....	33
5.3.3.2	Decantación secundaria	34
5.3.3.3	Selección del tipo de decantador	35
5.3.4	Tratamiento físico-químico	35
5.3.4.1	Justificación el tratamiento físico-químico.....	37
5.3.4.2	Sedimentación de lodos físico-químicos	37
5.3.4.3	Decantadores Lamelares.....	37
5.4	TRATAMIENTO DE FANGOS	39
5.4.1	Origen y características de los fangos	39
5.4.2	Espesamiento (concentración).....	41
5.4.2.1	Tipos de espesamiento.....	42
5.4.2.2	Espesamiento por gravedad	43
5.4.2.3	Espesamiento por flotación	43
5.4.2.4	Selección del tipo de espesamiento	44
5.4.3	Estabilización	45
5.4.3.1	Digestión anaerobia	46
5.4.3.2	Tipos de procesos de digestión anaerobia	47
5.4.3.3	Diseño de los tanques de digestión anaerobia	49
5.4.3.4	Digestión aerobia.....	49
5.4.3.5	Selección del proceso de digestión.....	50
5.4.4	Acondicionamiento.....	51
5.4.4.1	Acondicionamiento químico	51
5.4.4.2	Selección del proceso de acondicionamiento	52
5.4.5	Deshidratación	52
5.4.5.1	Tipos de procedimientos de deshidratación.....	55
5.4.5.2	Selección del tipo de deshidratación	61
5.5	COGENERACIÓN.....	62
5.5.1	Transformación biomasa en energía.....	62

5.5.1.1	Métodos termoquímicos	62
5.5.1.2	Métodos Biológicos.....	63
5.5.2	Ventajas de la cogeneración en las Estaciones Depuradoras	63
5.5.3	Energía proporcionada por la biomasa	64
5.5.4	Cogeneración.....	64
6.	MATERIAS PRIMAS	66
6.1	AGUA RESIDUAL.....	66
6.1.1	Origen de las aguas residuales urbanas	66
6.1.2	Características físicas, químicas y biológicas del agua residual	68
6.1.2.1	Características físicas	68
6.1.2.2	Características químicas	69
6.1.2.3	Características biológicas	69
6.1.3	Contaminantes de importancia en el tratamiento	70
6.1.3.1	Variación en las concentraciones de las cargas del agua residual.....	72
6.1.4	Caudales	73
6.1.4.1	Variaciones en los caudales del agua residual.....	74
6.2	REACTIVOS QUÍMICOS	75
6.2.1	Cloruro férrico (FeCl ₃)	75
6.2.2	Cal.....	75
6.2.3	Polielectrolito	75
7.	EQUIPOS DE LA ESTACIÓN DEPURADORA	76
7.1	Canal de entrada	76
7.2	Canal de desbaste	76
7.2.1	Reja de gruesos.....	77
7.2.2	Reja de finos	77
7.3	Desarenador aireado	78
7.4	Decantador primario.....	78
7.5	Tanque de aireación.....	79
7.6	Decantador secundario	79
7.7	Tanque de floculación (tratamiento físico-químico)	80
7.7.1	Depósito almacenamiento cloruro férrico (FeCl ₃).....	80
7.7.2	Silos de cal.....	81
7.8	Decantador lamelar.....	81
7.9	Espesador por gravedad de lodos primarios	82

7.10	Espesador por flotación de lodos biológicos	82
7.10.1	Calderín de presurización	83
7.11	Digestor anaerobio de lodos mixtos	83
7.11.1	Gasómetro.....	84
7.12	Filtros banda	84
7.12.1	Acondicionamiento y deshidratación de lodos.....	84
7.12.2	Depósito tampón de lodos procedentes digestor anaerobio.....	85
7.12.3	Depósito tampón de lodos físico-químicos	85
7.13	Motor de cogeneración	86
8	DISTRIBUCIÓN DE LA ESTACIÓN DEPURADORA	87
9	SEGURIDAD E HIGIENE	88
9.1	TÉCNICAS DE PREVENCIÓN DE LOS RIESGOS LABORALES	88
9.1.1	Prevención de la enfermedad.....	88
9.1.2	Restauración de la salud	88
9.1.3	Medidas higiénicas	89
9.2	SEGURIDAD	91
9.2.1	Peligros existentes en una E.D.A.R.....	91
9.2.2	Prevención de accidentes.....	93
9.2.2.1	Prevención contra caídas de personas y objetos.....	93
9.2.2.2	Medidas de seguridad personales	94
9.2.2.3	Prevención contra descargas eléctricas	95
9.2.2.4	Prevención contra el contagio de enfermedades.....	95
9.2.2.5	Prevención contra asfixia por falta de oxígeno	95
9.2.2.6	Prevención contra gases explosivos	96
9.2.2.7	Prevención contra incendios.....	96
	BIBLIOGRAFÍA	97

1. ANTECEDENTES

Santa Eugenia de Ribeira (La Coruña, Galicia) es la capital de la comarca de El Barbanza. Limita con los municipios de Puerto del Son, y Puebla del Caramiñal y cuenta con uno de los puertos pesqueros de bajura más relevantes de España e incluso de Europa.



Figura 1.1: Situación geográfica de Galicia



Figura 1.2: Situación geográfica de Ribeira

Es uno de los municipios más poblados de Galicia, después de las grandes urbes, y está dividido administrativamente en nueve parroquias; Aguiño, Artes, Carreira, Castiñeiras, Corrubedo, Oleiros, Olveira, Palmeira y Ribeira.

Cuenta con importantes playas como las de Coroso, Touro, Castiñeiras, Vilar, y Aguiño (reciben turistas todos los veranos) y con un parque natural (situado en las proximidades de la playa del Vilar). Es por ello que en verano se produce un incremento considerable de la población debido al turismo.

En la actualidad Ribeira dispone de una depuradora de aguas residuales en O Touro, pero es de muy pequeñas dimensiones y no cumple los requisitos requeridos para el correcto tratamiento de aguas residuales. Además no está bien situada. Es por esto que si no se evita el vertido diario a la ría de Arousa de agua sin tratar (el mar es el sustento principal de la economía del municipio) se cerrarán zonas de marisqueo y los polígonos de bateas, algo muy grave para Ribeira y para Galicia.

2. OBJETIVO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

2.1 OBJETIVO DEL PROYECTO

Teniendo en cuenta los costes de explotación y mantenimiento, costes de construcción, el impacto ambiental, fiabilidad,... se tratará de diseñar y dimensionar las unidades de una Estación Depuradora de Aguas Residuales.

En la primera etapa, la de diseño, se seleccionará el proceso de tratamiento más adecuado para nuestra estación. A continuación, se procederá al dimensionamiento de las unidades, de manera que la planta tenga una vida útil de unos 20 años.

La planta tendrá, además, un sistema mediante el que se produce la cogeneración de energía eléctrica (para la propia planta) y energía térmica (para el secado de los lodos) utilizando el biogás (combustible gaseoso) que producen los lodos procedentes de la digestión anaerobia.

2.2 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Las aguas residuales producidas en la vida diaria deben ser transportadas y tratadas adecuadamente. Se necesita una infraestructura compuesta de alcantarillas y colectores, y de unas instalaciones denominadas Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales (E.D.A.R) que, en su conjunto, posibiliten la devolución del agua al medio ambiente en condiciones compatibles con él.

Las aguas residuales contienen partículas sólidas de diferentes tamaños y patógenos (causan enfermedades). Es por ello que requieren tratamientos para eliminar estas partículas y los olores que acarrearán de tal manera que no causen deterioro alguno en el medio ambiente.

En la mayor parte de los medios y grandes municipios (Pob.> 10000 hab.), que suponen 2/3 de la población y el 5% de los municipios de nuestro país, el tratamiento elegido es el convencional de fangos activos.

Se considera necesaria la implantación de una nueva E.D.A.R en Ribeira por los siguientes motivos:

- La normativa exige (Directiva 91/271/CEE de la UE) un tratamiento adecuado de aguas residuales previo a su vertido.
- El Ayuntamiento de Ribeira prevé un aumento de la población considerable en los próximos años.
- Durante el periodo estival aumenta el número de habitantes del municipio y, como consecuencia, los caudales de aguas residuales a tratar, son mayores. La actual estación depuradora de O Touro no posee las instalaciones adecuadas para tratar las aguas correctamente.
- La pesca (Ribeira es uno de los puertos pesqueros de bajura más importantes de Europa) y las actividades relacionadas con ésta, son el principal sustento económico del municipio. El vertido diario a la Ría de Arousa de agua sin tratar y/o no tratada convenientemente, provocará, en un futuro no muy lejano, el cierre de las zonas de pesca, marisqueo y los polígonos de bateas.
- La antigua E.D.A.R de O Touro no desaparecerá por completo y, con las remodelaciones oportunas se convertirá en una estación de bombeo para las parroquias más próximas.

3. VIABILIDAD

3.1 VIABILIDAD ECONÓMICA

El agua es un bien común, de gran abundancia en el planeta (de momento) y con escaso valor comercial. En Galicia, más si cabe, recibe menor importancia pues es una de las zonas de la península donde más llueve y el agua es accesible a todos sus habitantes.

Las instalaciones depuradoras de aguas residuales tienen poca o ninguna rentabilidad económica pero son necesarias para evitar la contaminación ambiental y también la contaminación de los seres humanos. Son, por tanto, imprescindibles. Están sufragadas por organismos públicos y se construyen para que tengan un periodo de utilidad de unos 20 años.

3.2 VIABILIDAD TECNOLÓGICA

Todos los equipos e instalaciones utilizados en esta E.D.A.R son adecuados para el tratamiento de aguas residuales. Estas tecnologías se han ido implantando durante años en las distintas estaciones depuradoras

3.3 VIABILIDAD LEGAL

La Unión Europea aprobó la Directiva 91/271/CEE, del Consejo, de 21 de mayo, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas, en la cual se establece que los Estados miembros adoptarán las medidas necesarias para garantizar que dichas aguas son tratadas correctamente antes de su vertido.

Para ello, la norma comunitaria impone la obligación de someter dichas aguas residuales a tratamientos, más o menos rigurosos, en diferentes plazos. Los criterios que utiliza la Directiva para fijar estas obligaciones son el número de *habitantes-equivalentes*, concepto definido en función de la carga contaminante tanto de personas, como de animales e industrias y las *aglomeraciones urbanas*, que son las zonas que presentan una concentración suficiente para la recogida y conducción de las aguas residuales; asimismo, también se toma en consideración la mayor o menor sensibilidad de la zona en la que van a realizarse los vertidos.

Con carácter general, la Directiva establece dos obligaciones claramente diferenciadas: En primer lugar, las aglomeraciones urbanas deberán disponer, según los casos, de sistemas colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales y, en segundo lugar, se prevén distintos tratamientos a los que deberán someterse dichas aguas antes de su vertido a las aguas continentales o marítimas.

En la determinación de los tratamientos a que deberán ser sometidas las aguas residuales urbanas antes de su vertido, se tiene en cuenta si dichos vertidos se efectúan en zonas sensibles o zonas menos sensibles, lo cual determinará un tratamiento más o menos riguroso.

Asimismo, la Ley Estatal, Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, establece las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Esta Ley estableció que antes del 1 de enero del año 2001, aquellas poblaciones que contaran con más de 15.000 habitantes-equivalentes debían tener un tratamiento secundario de aguas residuales.

Los parámetros que exige la normativa vigente para zonas sensibles son:

Tabla 3.1: Concentraciones permitidas por la ley

	Valor máximo permitido	% mínimo de reducción
$DBO_5 (mgO_2/l)$	25	70-90
$DQO (mgO_2/l)$	125	75
$SST (mgSST/l)$	35	90

4. EMPLAZAMIENTO

Actualmente el municipio de Ribeira tiene una depuradora en O Touro pero ésta no cumple con los requisitos indispensables para el tratamiento de aguas residuales. Es por ello que se busca una solución al problema construyendo una nueva depuradora.

4.1 REQUISITOS PARA EMPLAZAMIENTO DE LA E.D.A.R

La ubicación de la E.D.A.R es una tarea complicada. Se deben de cumplir requisitos muchas veces contrapuestos que, en ocasiones (como en la situación de la antigua estación depuradora de O Touro) generan numerosos problemas entre el ayuntamiento y los habitantes de la población. El objetivo debe ser, valorando las alternativas posibles, elegir la propuesta que mejor se adapte a los siguientes requisitos:

- Debe estar lejos de las zonas urbanas para evitar los malos olores
- Situada en zona municipal para evitar las expropiaciones
- Mínima distancia de bombeo entre los puntos de recogida y vertido de la E.D.A.R.
- Situada lejos de los puntos de interés turístico debido a la devaluación que sufren las cercanías de la E.D.A.R una vez que es construida.
- Debe estar cerca de los puntos de reutilización para disminuir la potencia de bombeo.

SELECCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO

Para la selección del emplazamiento hay que tener en cuenta que Ribeira es un pueblo costero con importantes playas y un parque natural (ver figura 4.1). El turismo junto con actividades como la pesca, el marisqueo o el cultivo de mejillón en las bateas (ver figura 4.1) suponen más del 90 % de la economía local. Es por ello que la E.D.A.R no puede encontrarse en las proximidades de estas zonas.

Se barajan varias alternativas para el emplazamiento:

ALTERNATIVA	PROBLEMAS
1 AMLPIACIÓN DE LA ACTUAL E.D.A.R DE O TOURO (25000 hab) + NUEVA E.D.A.R EN AGUIÑO (15000 hab)	Dificultad para el emplazamiento debido a las expropiaciones
2 E.D.A.R ÚNICA EN AGUIÑO (ZONA DE TRANSPORTE)	Las expropiaciones, la cercanía del casco urbano de Aguiño y el cercano enclave protegido por patrimonio (Muelle Fenicio)
3 E.D.A.R ÚNICA EN POLÍGONO DE XARAS	Esta es la alternativa más ventajosa

Se observa en el siguiente mapa los problemas de las diversas alternativas y la seleccionada.



Figura 4.1: Emplazamiento de la E.D.A.R Ribeira

La alternativa elegida es la 3. Presenta las siguientes ventajas:

- Está en una zona poco poblada (se trata de un polígono industrial, el de Xaras, creado hace año y medio) y se disponen de los terrenos necesarios para poder construir la planta.
- Relativa proximidad al mar, donde puede verterse el agua tratada
- Alejado de los núcleos de población importantes y de los núcleos de interés turístico de la zona.

5. PROCESO DE DEPURACIÓN

Se selecciona un proceso de depuración adecuado a las necesidades del agua residual a tratar.

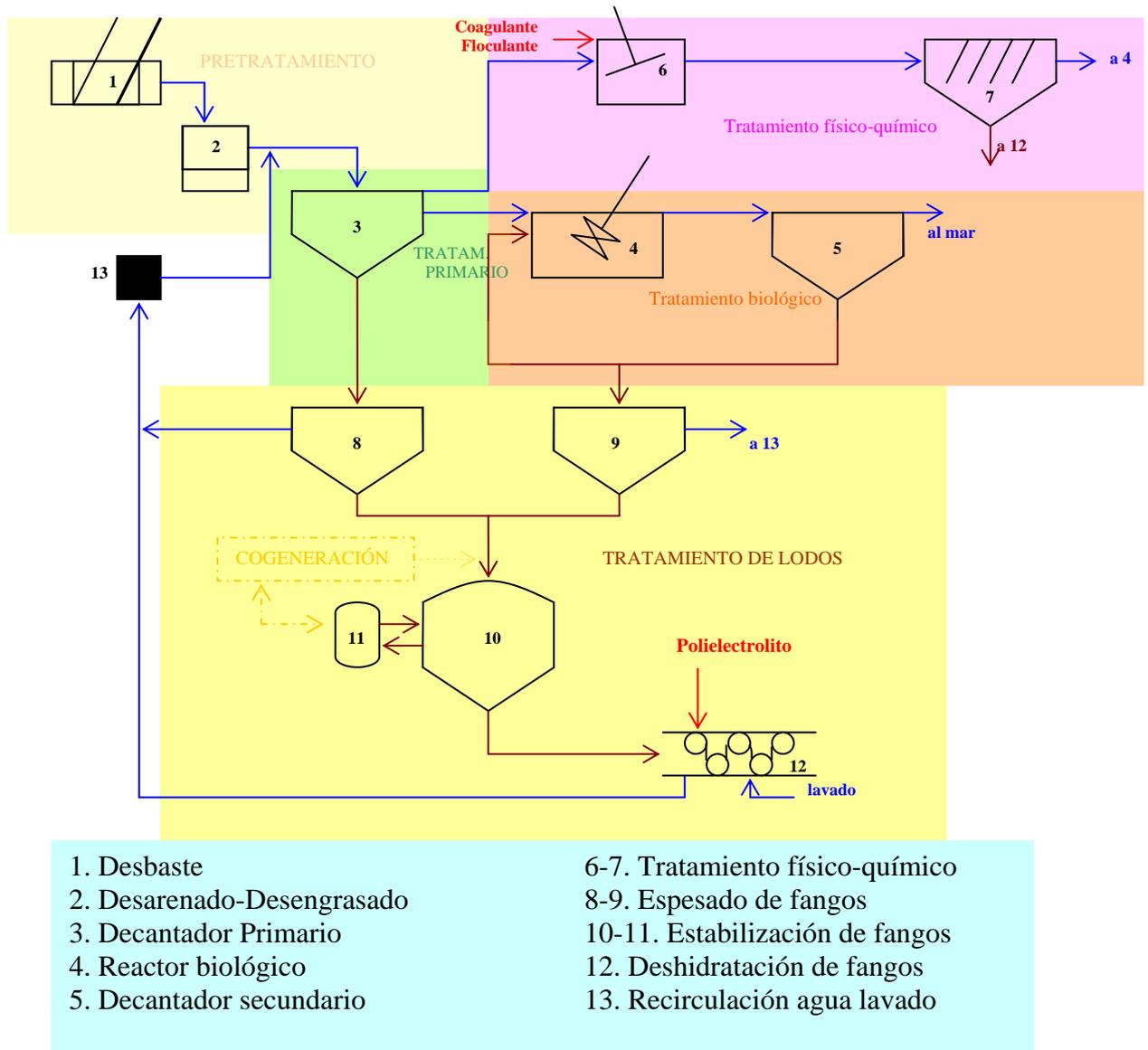


Figura 5.1: Diagrama de flujo de E.D.A.R Ribeira

El proceso consta de un pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario (biológico + físico-químico) y tratamiento de fangos. Se le añade a la Estación Depuradora un motor cogenerador de energía eléctrica y térmica para el aprovechamiento de los fangos producidos.

5.1 PRETRATAMIENTO

En toda E.D.A.R. resulta necesaria la existencia de un tratamiento previo o pretratamiento que elimine del agua residual aquellas materias gruesas, cuerpos gruesos y arenosos, cuya presencia en el efluente perturbaría el tratamiento total y el eficiente funcionamiento de las máquinas, equipos e instalaciones de la instalación.

La línea de pretratamiento consta de las etapas de desbaste, desarenado y desengrasado.

5.1.1 Desbaste

Es la primera operación unitaria que tiene lugar en una E.D.A.R. Se lleva a cabo mediante rejas formadas por barras verticales o inclinadas, que interceptan el flujo de la corriente de agua residual en un canal de entrada a la estación depuradora. Su misión es retener y separar los sólidos más voluminosos, a fin de evitar las obstrucciones en los equipos mecánicos de la planta y facilitar la eficacia de los tratamientos posteriores. Estas rejas disponen de un sistema de limpieza que separa las materias retenidas.

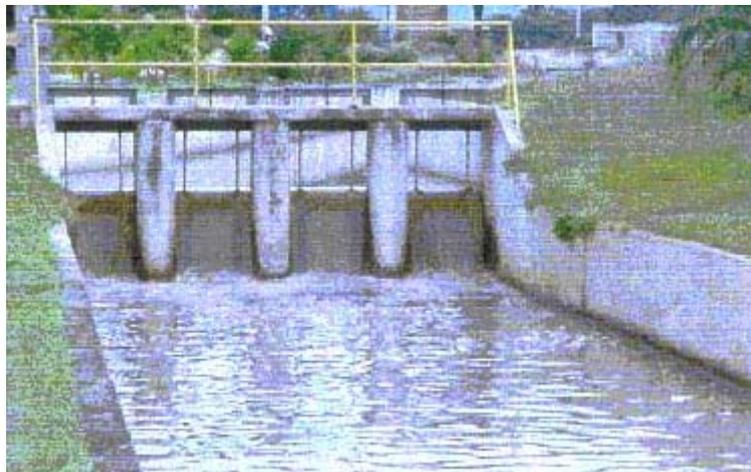


Figura 5.2: Rejas de desbaste

El desbaste se clasifica en función de la separación entre los barrotes de la reja en:

- Desbaste fino: con separación libre entre los barrotes de 10 – 25mm .
- Desbaste grueso: con separación libre entre los barrotes de 50 – 100mm .

En cuanto a los barrotes, estos han de tener unos espesores mínimos, según sea:

- Reja de gruesos: entre 12 – 25mm .



Figura 5.3: Rejas de desbaste de gruesos típicas

- Reja de finos: entre 6 – 12mm .

Las rejas disponen de un sistema de limpieza que se para las materias retenidas. Hay que distinguir entre los distintos tipos de limpieza de rejas, igual para finos que para gruesos:

- Rejas de limpieza manual
- Rejas de limpieza automática

5.1.1.1 Rejas de limpieza manual

Se utilizan en pequeñas instalaciones para proteger bombas y tornillos en el caso de que sea necesario utilizarlos para elevar el agua hasta la estación depuradora antes del desbaste.

Las tareas a realizar en rejas de funcionamiento manual son:

- Vigilar que no se acumulen muchos sólidos en la reja, para lo cual se deben limpiar con cierta periodicidad. Esto se hace para evitar que se pudran los sólidos orgánicos allí retenidos dando lugar a malos olores.
- Vaciar la cuba de los sólidos periódicamente.
- Reparar y sustituir los barrotes que se hayan roto

Esta zona del piso es muy resbaladiza, por lo tanto, se debe andar con precaución para evitar caer en el canal de desbaste (5.1.1.3) o darse un golpe contra el piso. Por tanto se debe limpiar la zona cuando se empieza a notar que el suelo se hace resbaladizo, usar zapatos con suela adecuada o poner en el suelo algún sistema antideslizante (mallazo de ferralla).

5.1.1.2 Rejas de limpieza mecánica

Se utilizan en grandes instalaciones. Son rejas equipadas con un peine móvil que periódicamente limpia la reja bien por la cara anterior o bien por la cara posterior. Hay varias formas de accionar los sistemas de limpieza:

- 1) Mediante cadenas
- 2) Mediante cables
- 3) Mediante sistemas hidráulicos

El funcionamiento de las rejas es, en principio, discontinuo, pero puede automatizarse mediante:

- Temporización: Se establece la secuencia de funcionamiento del peine o rastrillo mediante un reloj eléctrico de cadencia-duración regulable, en función del tiempo de funcionamiento diario regulado.
- Pérdida de carga: El dispositivo de limpieza se pone en marcha automáticamente cuando la pérdida de carga en la zona anterior y la zona posterior de la reja, debido a su colmatación parcial, sobrepasa un valor establecido.
- Sistema combinado de temporización y pérdida de carga: Las rejas deben ir equipadas con un dispositivo limitador de par, para que en caso de sobrecarga o de bloqueo, se pongan fuera de servicio, evitando el deterioro de las mismas.

5.1.1.3 Canal de Reja

El canal donde se ubica la reja se debe proyectar de modo que se evite la acumulación en el mismo de arenas y demás materias pesadas, tanto antes como después de la reja. Para ello habrá que prestar especial atención a la pendiente y a la velocidad de aproximación del agua por el canal. La pendiente deberá ser horizontal o descendiente en la dirección de circulación a través de la reja, sin baches o imperfecciones en las que puedan quedar atrapados algunos sólidos. Preferiblemente el canal deberá ser recto y perpendicular a la reja, con la finalidad de conseguir una distribución uniforme de sólidos en el flujo y la reja. Para reducir al mínimo la decantación de sólidos en el canal, se recomiendan velocidades de aproximación superiores a $0,4\text{ m/s}$. A caudales punta, la velocidad de paso a través de las barras no deberá ser superior a $0,9\text{ m/s}$ para evitar el arrastre de basuras a través de las rejas. La velocidad de paso a través de la reja debe ser suficiente para conseguir que la retención de las partículas sea máxima y la pérdida de carga mínima.

En la mayoría de las plantas se suele disponer de un mínimo de dos unidades de rejas automáticas de modo que sea posible dejar una de ellas fuera de servicio para realizarse labores de mantenimiento. Siempre es conveniente la instalación de compuertas de canal aguas arriba y abajo de cada reja, de modo que sea posible dejar la

unidad en seco. Si sólo se instala una unidad, es imprescindible incorporar un canal de bypass con una reja de limpieza manual para su uso en casos de emergencia.

5.1.1.4 Selección de las rejas

Es recomendable evitar la colocación de rejas de limpieza manual por razones de mantenimiento y explotación. En estas los residuos recogidos deben ser eliminados de manera discontinua.

A medida que los sólidos van siendo retenidos por las rejas, el agua experimenta una dificultad mayor en atravesar este dispositivo, especialmente en las de finos.

La limpieza de las rejas es una operación de mantenimiento de gran importancia, ya que la pérdida de carga aumenta a medida que crece el grado de obturación.

Las rejas de limpieza manual presentan una inclinación de 30 – 45° mientras que las de limpieza automática pueden colocarse totalmente verticales, o con inclinaciones de hasta 30° .

Las rejas seleccionadas son las rejas de limpieza mecánica mediante cadenas (de finos y de gruesos) con accionamiento y retorno frontal ya que presentan un automatismo del sistema limpiador regulado con intervalo de tiempo fijo y, también, un automatismo del sistema limpiador regulado con intervalo de tiempo modificado (según el caudal de entrada y los sólidos retenidos). Con estos dos automatismos se consigue:

- Una mayor sencillez en el manejo
- Un ahorro de energía (uno de los objetivos más importantes de una industria es el ahorro energético)
- Mayor cantidad de materia retenida (el objetivo de las rejillas es retener las partículas sólidas) debido a la acción de los dos tipos de rejillas (de finos y de gruesos).

- Menor desgaste de maquinaria (cuanto menos se desgaste la maquinaria menor gasto económico será necesario y más tiempo pueden operar los equipos en continuo)

5.1.2 Desarenado

El desarenado tiene como objetivo eliminar partículas más pesadas que el agua, que no se hayan quedado retenidas en el desbaste, y que tienen una granulometría superior a 200 micras, sobretodo arenas pero también otras sustancias como cáscaras, semillas, etc. Con este proceso se consiguen proteger los equipos de procesos posteriores ante la abrasión, atascos y sobrecargas.

Los desarenadores se instalan para:

- Proteger los elementos mecánicos móviles de la abrasión y el excesivo desgaste
- Reducción de la formación de depósitos pesados en el interior de las tuberías, canales y conducciones
- Reducción de la frecuencia de limpieza de los digestores provocada por la excesiva acumulación de arenas.

Los desarenadores se colocan después del desbaste y antes de los tanques de sedimentación primaria.

Existen tres tipos de desarenadores fundamentales:

- a) desarenadores de flujo horizontal.
- b) desarenadores de flujo vertical.
- c) desarenadores de flujo inducido.

5.1.2.1 Desarenadores de flujo horizontal

El agua circula a través del elemento en dirección horizontal y la velocidad de circulación se controla por la propia geometría de la unidad, con compuertas de distribución especiales, y mediante la adopción de vertederos de secciones especiales a la salida del canal. Son utilizados en instalaciones de pequeñas poblaciones y consisten en un ensanchamiento del canal del pretratamiento de forma que se reduzca la velocidad de flujo y decanten las partículas. Debe diseñarse con un canal paralelo para proceder a su limpieza que se realiza manualmente.

5.1.2.2 Desarenadores de flujo vertical

Los desarenadores de flujo vertical se diseñan mediante tanques que tienen una velocidad ascensional del agua tal que permite la decantación de las arenas pero no caen las partículas orgánicas. Suelen ser depósitos tronco-cilíndricos con alimentación tangencial. El agua entra siguiendo una dirección de flujo tangencial creando un flujo en vórtice; las fuerzas centrífugas y gravitatorias son las responsables de la separación de las arenas.

5.1.2.3 Desarenadores de flujo inducido (rectangulares aireados)

Los desarenadores de flujo inducido son de tipo rectangulares aireados. Se inyecta una cantidad de aire que provoca un movimiento helicoidal del líquido y crea una velocidad de barrido de fondo constante, perpendicular a la velocidad de paso, la cual puede variar sin que se produzca ningún inconveniente. Además el aire provoca la separación de las materias orgánicas. De esta forma, dado que el depósito está aireado y se favorece la separación de la materia orgánica, se reduce la producción de malos olores.

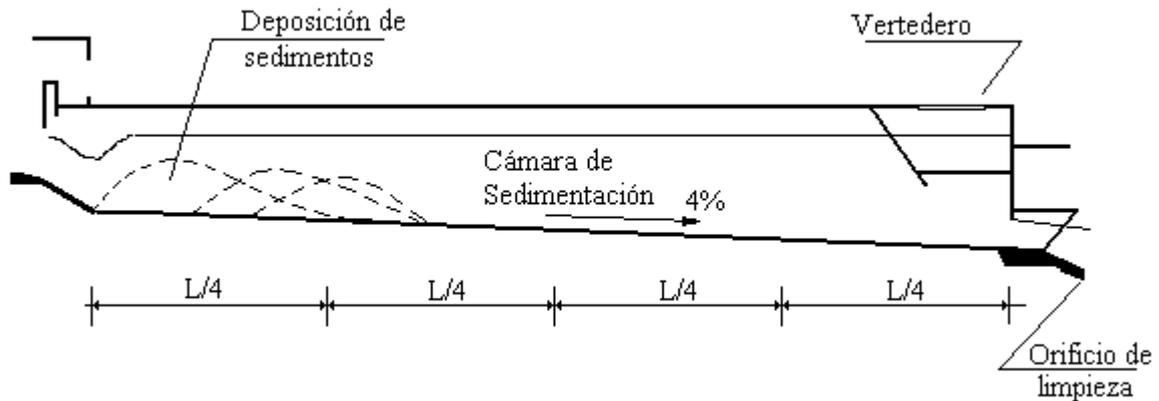


Figura 5.4: Esquema básico de un desarenador

Estos desarenadores se suelen proyectar para eliminar partículas de tamaño del tamiz núm. 65 (0,2mm) o superior, con tiempos de detención entre 2 y 5min en condiciones de caudal punta. La sección transversal del canal es semejante a los tanques de aireación de fangos activados de circulación espiral, con la excepción de que se incluye un canal de recogida de arenas de 0,9m de profundidad, con paredes laterales muy inclinadas que se ubica a lo largo de un lateral del depósito, bajo los difusores de aire. Estos difusores están situados entre 0,45 y 0,6m por encima de la base normal del tanque.

Para el control hidráulico del elemento y para mejorar la eficacia en la eliminación de arenas se suelen usar deflectores tanto en la entrada como en la salida de agua.

La velocidad de rotación transversal o la agitación determinan el tamaño de las partículas de un peso específico dado que serán eliminadas. Si la velocidad es excesivamente elevada, se arrastrará arena fuera del tanque, mientras que si la velocidad es demasiado pequeña, se producirá la sedimentación de una parte de la materia orgánica junto con la arena. Afortunadamente, el ajuste de la cantidad de aire suministrado es fácil de realizar. Con un ajuste adecuado se puede llegar a un porcentaje de eliminación cercano al 100%, y la arena estará bien limpia.

Para la extracción de arenas, los desarenadores aireados se suelen proveer de cucharas bivalvas que se desplazan sobre un monorraíl centrado sobre el canal de

almacenamiento y recogida de arena. Una ventaja adicional del sistema de cucharas bivalvas es que se puede mejorar la limpieza de las arenas dejándolas caer desde la cuchara a través del contenido del tanque

Estos desarenadores presentan una serie de ventajas respecto a los demás tipos:

- El agua se airea, y, por tanto, disminuye la producción de olores
- Los rendimientos son constantes. De esta manera podemos variar el caudal sin disminución del rendimiento.
- Pérdidas de carga muy pequeñas (es lo que interesa)
- Con un adecuado caudal de aire obtenemos unas arenas muy limpias de materia orgánica.
- Puede ser usado como un desengrasador cuando el contenido en grasa del agua bruta no es muy elevado.

5.1.2.4 Selección del tipo de desarenador

En esta planta se emplea un desarenador de flujo inducido (rectangular aireado). Presenta una serie de ventajas respecto a los otros que lo hacen indicado para este proceso de pretratamiento (ver apartados anteriores).

5.1.3 Desengrasado

Son importantes los volúmenes de grasas que se vierten en los colectores, procedentes de los garajes (desprovistos generalmente de decantadores de grasas antes de su acometida a la red de alcantarillado), de los hogares y calefacciones, de lavaderos, mataderos y de la escorrentía superficial en colectores unitarios.

Todas estas grasas llevan consigo una serie de problemas asociados:

- Obstruyen las rejillas finas que hace aumentar los gastos de conservación.
- Forman una capa superficial en los decantadores que dificulta la sedimentación al atraer hacia la superficie pequeñas partículas de materia orgánica.

- Dificultan la correcta aireación en la depuración por el sistema de fangos activados porque el coeficiente de transferencia disminuye al 55 – 70% al subir las grasas de 0 a 70 mg/l , y participar en la producción del fenómeno de "bulking".
- Perturban el proceso de digestión de lodos.
- Incrementan en un 20 o 30% la D.Q.O

Las cantidades de grasas incorporadas en las aguas residuales son muy variables, pero, para aguas urbanas, pueden considerarse unas cifras de $24\text{ g/habitante}\cdot\text{día}$, o bien el 28 % de los sólidos en suspensión.

El sistema más comúnmente empleado para la eliminación de grasas consta de:

- a) La emulsión de las grasas en el arenero mediante aireación, permitiendo su ascenso a la superficie, y su consiguiente retirada. La velocidad ascensional de las burbujas de grasa puede estimarse entre 3 y 4 mm/s .
- b) Separación de grasas residuales en las balsas de decantación, retirando éstas por medio de rasquetas superficiales.

5.1.3.1 Selección del tipo de desengrasador

Se selecciona un proceso de desarenado-desengrasado conjunto porque:

- Debido a la diferencia de densidad entre las partículas de arena y las partículas de grasa, sus respectivas velocidades de sedimentación no sufren modificaciones al realizar las dos operaciones conjuntamente.
- El aire comprimido añadido para la desemeulsión ayuda a impedir la sedimentación de las partículas de fango, poco densas por lo que la arena depositada en el fondo del desarenador es más limpia.
- Las partículas de arena, al sedimentar, deceleran las velocidades ascensionales de las partículas de grasa. Disponen así éstas de más tiempo para ponerse en contacto entre si durante su recorrido hacia la superficie, aumentándose el rendimiento de la flotación de grasas.
- Ahorro económico debido a que se emplea un sistema de desarenado-desengrase conjunto.

5.2 TRATAMIENTO PRIMARIO

Este tratamiento pretende reducir el tamaño de los sólidos en suspensión (SS) del agua residual utilizando unos tanques de sedimentación primaria. La sedimentación es una operación unitaria que consiste en la separación, por acción de la fuerza de la gravedad, de las partículas suspendidas cuyo peso específico es mayor que el del agua. Los términos sedimentación y decantación se utilizan indistintamente.

Dentro de los SS se pueden distinguir:

- Los sólidos sedimentables: Son los que sedimentan al dejar el agua residual en reposo durante aproximadamente 60 min .
- Los sólidos flotantes: definibles por contraposición a los sedimentables
- Los sólidos coloidales (tamaño entre 10^{-3} – 10 micras)

5.2.1 Decantación primaria

En estos tanques se reduce el tamaño de los sólidos en suspensión del agua residual (aproximadamente el 65%) bajo la exclusiva acción de la gravedad. Por tanto, solo se puede pretender la eliminación de los sólidos sedimentables y de las materias flotantes.

Como los tanques de tratamiento (sedimentación) primario se emplean como paso previo de tratamientos biológicos, su función es la de reducción de la carga de afluente a las unidades de tratamiento biológico. Los tanques de sedimentación primaria bien dimensionados y explotados con eficiencia eliminan entre el 50-70 % de los sólidos suspendidos y entre el 25-40 % de la DBO₅.

Todo decantador primario debe disponer de:

- a) Arqueta de reparto: Si la instalación consta de varias unidades, se acostumbra a disponer los tanques en grupos de dos o cuatro unidades. El caudal se divide entre los diferentes tanques mediante una arqueta de reparto situada entre ellos.
- b) Campana de reparto: Es por donde entra el afluente. Deben proyectarse de forma tal que toda la corriente de alimentación se difunda homogéneamente por el tanque desde el primer momento.
- c) Puente decantador: Gira lentamente ($v \leq 120 \text{ m/h}$) y puede tener dos o cuatro brazos equipados con rascadores de fondo. Los puentes también incluyen rascadores superficiales para la eliminación de espumas.
- d) Deflectores: Suelen colocarse a la entrada y a la salida de la balsa, sirviendo, el primero, para conseguir una buena repartición del caudal afluente y el segundo, para retención de sustancias flotantes, grasas, y espumas.
- e) Vertedero de salida: Su nivelación es muy importante para el funcionamiento correcto de la clarificación. Por otro lado para no provocar levantamiento de fangos sedimentados, la relación del caudal afluente a la longitud total de vertido debe ser menor de $10 - 12 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{m}$.
- f) Características geométricas: Las relaciones entre ellas deben ser las adecuadas para la sedimentación de los tipos de partículas previstas.

5.2.1 Tipos de decantadores

Hay tres tipos básicos de decantadores clasificados en cuanto a su forma en planta:

- Decantador circular
- Decantador rectangular
- Decantador de planta cuadrada (su funcionamiento suele asimilarse a uno de los dos básicos)

5.2.2.1 Decantador circular

En los tanques circulares el sistema de flujo es radial. Para conseguir este sistema de flujo radial, el agua residual a decantar se introduce por el centro o bien por la periferia del tanque. El sistema más común es introducir agua por el centro.

En el diseño de la alimentación central, el agua residual se transporta hacia el centro del tanque mediante 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 diseñada para distribuir el flujo uniformemente en todas direcciones. La campana central tiene un diámetro que suele variar entre el 15-20 % del diámetro total del tanque, con una profundidad que varía entre 1 y 2,5m. El puente rascador gira lentamente y puede tener dos o cuatro brazos equipados con rascadores de fondo. Los puentes también incluyen unos rascadores superficiales para la eliminación de espumas.

En el diseño de alimentación perimetral, 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. El agua residual circula en espiral alrededor del tanque y por debajo del deflector, mientras el líquido decantado se recoge 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.

En los tanques circulares de 3,6 a 9 m de diámetro, el equipo de extracción de fango está soportado por medio de vigas apoyadas en las paredes laterales. Los tanques de diámetro superior a 10,5 m utilizan un pilar central que soporta el puente rascador y que es accesible por medio de una pasarela. La solera del tanque tiene forma de cono invertido con una pendiente aproximada de 1/12, y el fango se arrastra a un cuenco relativamente pequeño situado junto a la zona central del tanque.

Cuando la instalación consta de varias unidades se acostumbra a disponerlos tanques en grupos de dos o cuatro unidades. El caudal se divide entre los diferentes tanques mediante una arqueta de reparto situada entre ellos. El fango se suele extraer mediante bombeo para su descarga a las unidades de evacuación de fangos.



Figura 5.5: Decantador circular

5.2.2.2 Decantadores rectangulares

En estos decantadores la alimentación entra por uno de los lados más estrechos. La acumulación de fangos puede ser por gravedad o por rasquetas.

Existen dos tipos básicos de equipos de rasquetas para la acumulación de fangos. En ambos casos, las rasquetas recorren el decantador a lo largo del mismo ocupando cada rasqueta todo su ancho.

Una vez que las rasquetas han barrido el fondo, se elevan y, recorriendo el largo del decantador en dirección opuesta, vuelven al punto de partida, aprovechando este movimiento para la acumulación de flotantes.

Las rasquetas están unidas a un sistema de cadenas que constituyen el sistema tractor junto con el motorreductor de accionamiento.

El otro equipo consiste en un puente a lo ancho del decantador del que cuelga el sistema de rasquetas. El movimiento que sigue es de vaivén a lo largo del decantador, lo que obliga a la elevación de las rasquetas en el movimiento de retroceso, de estar el punto de extracción en un sólo lado del decantador.

Las pocetas de almacenamiento de fangos se sitúan a lo ancho del decantador rectangular en el lado de entrada del agua.

La extracción de flotantes se realiza por tubos acanalados giratorios.

5.2.3 Selección del decantador

Debido a la gran cantidad de factores que afectan al funcionamiento de la decantación, científicamente, no se ha podido demostrar que los decantadores circulares sean los más adecuados. Sin embargo, a partir de datos estadísticos de explotación de múltiples depuradoras, si se ha llegado a la conclusión de que éstos son los más efectivos.

Desde un punto de vista hidráulico, un decantador rectangular tendría mejor funcionamiento. No obstante, un mejor funcionamiento no implica un mejor rendimiento que es lo principal en un decantador.

Se selecciona, por tanto, un decantador circular con un sistema de alimentación central.

5.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

El tratamiento secundario se aplica para descomponer por microorganismos y luego flocular la materia orgánica presente, la cual al degradarse flocula. Este proceso ocurre en la naturaleza, por tanto, se aplicará de forma regulada en aguas residuales, para prevenir la contaminación de las aguas y purificarlas.

Este tratamiento emplea con diversas técnicas la materia orgánica biodegradable de las aguas residuales urbanas como nutrientes de una población bacteriana a la cual se le proporciona oxígeno y condiciones controladas para que crezca en un lugar en el cual este crecimiento no tenga influencia en el medio ambiente.

El tratamiento biológico es, por tanto, una oxidación de la materia orgánica biodegradable con participación de bacterias que se ejecuta para acelerar un proceso natural y evitar posteriormente la presencia de contaminantes y la ausencia de oxígeno en los cuerpos de agua.

Estos procesos de oxidación se conocen con el nombre de “Procesos biológicos aerobios”.



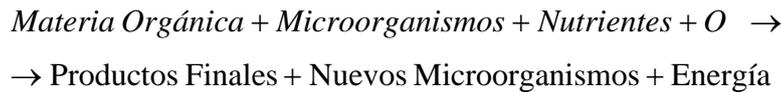
5.3.1 Tratamiento biológico del agua residual

En esta planta el tratamiento biológico se centrará en aguas de uso doméstico e industrial. Es por ello que el principal objetivo es la reducción de la materia orgánica que es la que está mas presente en el agua.

En otras plantas también se trata la eliminación de nitrógeno y fósforo, que son moléculas inorgánicas contaminantes. Se pueden utilizar técnicas de nitrificación (transformar los nitratos en nitrógeno) y desnitrificación (para eliminar el nitrógeno) y, por ejemplo, métodos de eliminación de fósforo por vía química.

5.3.2 Fundamentos de los procesos biológicos aerobios

La oxidación biológica es el mecanismo por el cual los microorganismos degradan la materia orgánica contaminante del agua residual. De esta forma, estos microorganismos se alimentan de dicha materia orgánica en presencia de oxígeno y nutrientes, de acuerdo con:

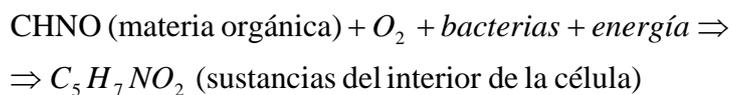


Para que esto ocurra son necesarias dos reacciones:

- Reacciones de síntesis o asimilación
- Reacciones de respiración endógena u oxidación

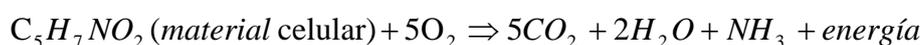
5.3.2.1 Reacciones de síntesis o asimilación

Consisten en la incorporación del alimento al interior de los microorganismos. Éstos, al obtener suficiente alimento no engordan sino que forman nuevos microorganismos reproduciéndose rápidamente. Parte de este alimento es utilizado como fuente de energía.



5.3.2.2 Reacciones de respiración endógena u oxidación

Los microorganismos, al igual que nosotros, necesitan energía para poder realizar sus funciones vitales (moverse, comer, reproducirse,...), dicha energía la obtienen transformando la materia orgánica asimilada y la acumulada en forma de sustancias de reserva en gases, agua y nuevos productos de acuerdo con:



Tras un tiempo de contacto suficiente entre la materia orgánica del agua residual y los microorganismos (bacterias), la materia orgánica del medio disminuye considerablemente transformándose en nuevas células, gases y otros productos.

A todo este conjunto de reacciones se les denomina de oxidación biológica ya que, los microorganismos necesitan de oxígeno para realizarlas.

En los sistemas de tratamiento biológico estos procesos se dan de manera simultánea.

5.3.3 Proceso de fangos activados

El proceso de fangos activados es un sistema de tratamiento de aguas residuales en el que se mantiene un cultivo biológico formado por diversos tipos de microorganismos y el agua residual a tratar. Estos microorganismos se alimentarán de las sustancias que lleva el agua residual para generar más microorganismos y en el proceso se forman unas partículas fácilmente decantables que se denominan flóculos y que en conjunto constituyen los denominados fangos activos o biológicos.

En el proceso de fangos activados hay dos operaciones claramente diferenciadas: la oxidación biológica y la separación sólido-líquido.

5.3.3.1 Oxidación biológica

Tiene lugar en un reactor biológico o cuba de aireación, donde vamos a mantener el cultivo biológico en contacto con el agua residual. El cultivo biológico, denominado licor de mezcla, está formado por un gran número de microorganismos agrupados en flóculos conjuntamente con materia orgánica y sustancias minerales. Dichos microorganismos transforman la materia orgánica mediante las reacciones de oxidación biológica anteriormente mencionadas.

La población de microorganismos debe mantenerse a un determinado nivel, concentración de sólidos en suspensión en el licor de mezcla (SSLM) para llegar a un equilibrio entre la carga orgánica a eliminar y la cantidad de microorganismos necesarios para que se elimine dicha carga.

En esta fase del proceso que ocurre en la cuba de aireación, es necesario un sistema de aireación y agitación, que provoque el oxígeno necesario para la acción depuradora de las bacterias aerobias, que permita la homogenización de la cuba y por tanto que todo el alimento llegue igual a todos los organismos y que evite la sedimentación de los flóculos y el fango.

El tratamiento biológico se esquematiza de la siguiente manera:

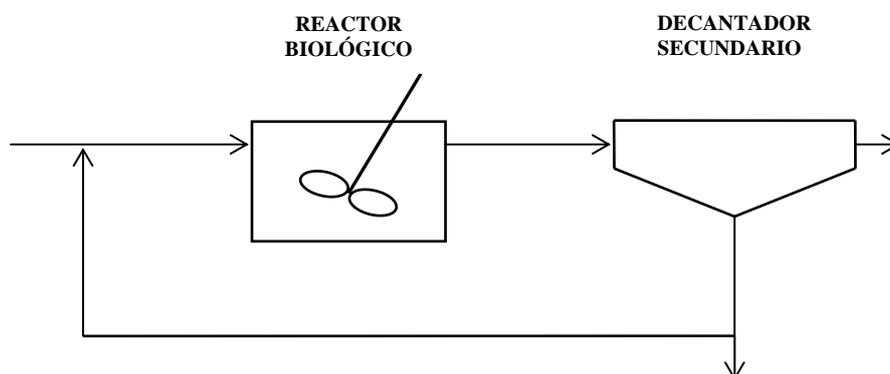


Figura 5.6: Esquema general del tratamiento biológico

5.3.3.2 Decantación secundaria

Una vez que la materia orgánica ha sido suficientemente oxidada, lo que requiere un tiempo de retención del agua en el reactor (ver *figura 5.6*), el licor mezcla pasará al denominado decantador secundario o clarificador. Aquí se separan los sólidos de los fangos activados del líquido mezcla.

La separación de los sólidos es el último paso en la producción de un efluente estable, bien clarificado, y con bajo contenido en DBO y sólidos suspendidos y, como tal, representa un punto crítico en la operación de un tratamiento de fangos activados.

Los tanques de sedimentación de fangos activados más comúnmente utilizados son los tanques circulares y los rectangulares. En algunas ocasiones se emplean los tanques cuadrados, pero son menos eficaces ya que se producen acumulaciones de sólidos en las esquinas que, posteriormente, escapan por el vertedero debido a la agitación provocada por los dispositivos de recogida de fangos.

5.3.3.3 Selección del tipo de decantador

Como en la decantación primaria, se seleccionan tanques circulares de alimentación central. En ellos el líquido clarificado sale por la parte superior, por rebose hacia un canal, donde es enviado a filtración. Los sólidos decantan y son extraídos por la parte central del fondo del decantador. Para transportar y evacuar el fango del fondo del clarificador se utilizan rasquetas.

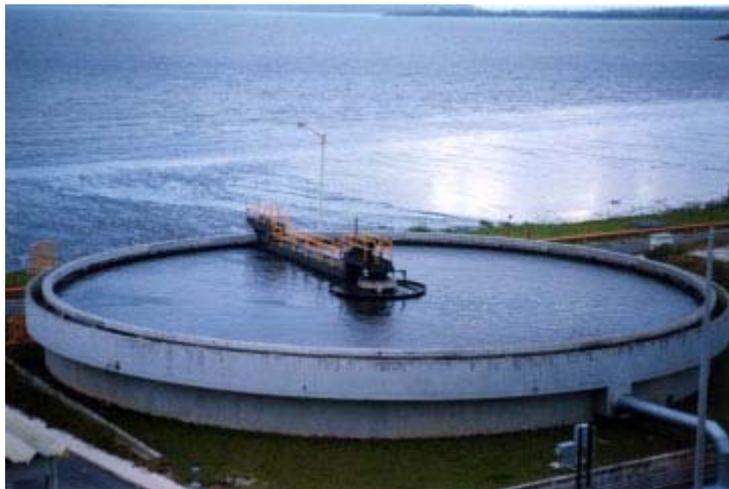


Figura 5.7: Decantador secundario

5.3.4 Tratamiento físico-químico

Se desea separar de la corriente principal las partículas de pequeño tamaño (coloides).

El término coloide se aplica a aquellas partículas de tamaño inferior a $1\mu\text{m}$. La dispersión de estas partículas en un fluido recibe el nombre de suspensión coloidal.

Estas suspensiones deben ser separadas de los líquidos (en este caso agua) puesto que son muy diferentes en tamaño y morfología y, además, poseen una naturaleza química diferente. La separación de los coloides causa muchos más problemas que la separación de partículas de mayor tamaño (se utilizan decantadores, filtros); no obstante, se han desarrollado técnicas que producen la aglomeración de las partículas y simplifican las técnicas de separación.

Se recurre, para la separación, a un tratamiento de coagulación-floculación:

- **Coagulación:** Los coloides portan carga en su superficie (normalmente negativa). Si se les añade un coagulante, se neutraliza la carga negativa y, por tanto, se desestabilizan.
- **Floculación:** Existen polímeros capaces de flocular suspensiones de partículas descargadas. Estos polímeros neutralizan las partículas (han sido previamente desestabilizadas en la coagulación) y, a continuación forman un puente para unir distintas partículas y formar aglomeraciones.

Los principales coagulantes utilizados son sales de aluminio y hierro que contengan iones Fe^{3+} o Al^{3+} . Estos coagulantes desestabilizan la suspensión coloidal en un periodo de tiempo muy pequeño (1s aproximadamente).

A continuación es necesario aumentar el tamaño de estos flóculos. Para ello se agita la disolución (de manera homogénea y lenta) y se emplean agentes floculantes. . El tiempo de retención en el tanque floculador es de entre 10 y 30 minutos.

Se observa, en definitiva, que se trata de dos fenómenos diversos, ocurren uno a continuación del otro y, puesto que el primero es un proceso físico, y, el segundo, químico, constituyen lo que se denomina tratamiento físico-químico.

5.3.4.1 Justificación el tratamiento físico-químico

Los sólidos presentes en el agua residual deben ser eliminados. Como se ha visto en el apartado 5.3.4 existen partículas de tamaños muy pequeños (inferiores a $1\mu\text{m}$) que no pueden ser separadas mediante los procedimientos comunes (sedimentación, filtración). Previamente deben ser sometidas a un tratamiento físico-químico.

El tratamiento físico-químico presenta dos inconvenientes:

- Alto coste de reactivos. Esto implica que se calculen las dosis necesarias a utilizar para, en la medida de lo posible, reducir costes.
- Se genera una elevada cantidad de lodos que requieren un tratamiento posterior.

No obstante, el aumento considerable de la población en verano obliga a dividir la corriente de salida del decantador primario en dos, una que se dirige hacia el tratamiento biológico y otra que va al tratamiento físico-químico.

5.3.4.2 Sedimentación de lodos físico-químicos

Por el carácter estacional de este tratamiento y para reducir espacio en la estación depuradora se emplea una decantación de alta carga por medio de decantadores lamelares.

5.3.4.3 Decantadores Lamelares

La eficiencia de los decantadores convencionales o poco profundos se puede mejorar mediante la instalación de tubos o placas paralelas para establecer un régimen de flujo laminar (decantadores lamelares).

Los decantadores lamelares aceleran la precipitación de los sólidos sedimentables y la separación de los aceites suspendidos. Han sido construidos con paquetes de tubos o de placas dispuestas con ángulos determinados con la horizontal (normalmente 60°), dan lugar a una distancia de sedimentación muy reducida, y las pequeñas dimensiones de los tubos colaboran a amortiguar el flujo.

Se ha dado mucha importancia en su proyecto a características tales como la resistencia, la indeformabilidad y a la falta de posibles obstrucciones (el principal contratiempo que presentaban de cara a su aplicación en el tratamiento de las aguas residuales es el hecho de que los tubos se obstruían debido a la acumulación de grasas y de crecimientos biológicos).



Figura 5.8: Decantadores lamelares

Presentan una serie de ventajas:

- Ahorro hasta un 90% del área ocupada
- Ahorro en el coste de la obra
- Ahorro en el coste de la instalación
- Ahorro en el coste del mantenimiento
- Ahorro en el consumo de electricidad
- Gestión sencilla
- En grandes instalaciones minimizar los efectos negativos del viento, de las variaciones de temperatura y de las corrientes preferenciales
- Recirculación del agua para algunas tipologías de utilización
- Modularidad del sistema

5.4 TRATAMIENTO DE FANGOS

Los fangos producidos en los diferentes sistemas de tratamiento de la planta (decantación primaria, secundaria,...) se llevan a un sistema de tratamiento que consta de las siguientes etapas:



Figura 5.9: Etapas del tratamiento de fangos

5.4.1 Origen y características de los fangos

La procedencia de los sólidos en suspensión producidos en las plantas de tratamiento varía en función del tipo de planta y del modo de explotación. Las principales fuentes de sólidos y fango y los tipos de fango generados, son:

- a) Sólidos gruesos (desbaste): Se eliminan mediante rejillas de limpieza mecánica y manual. En plantas de pequeñas dimensiones, las basuras se suelen triturar para su eliminación en los subsiguientes procesos de tratamiento.
- b) Arenas y espumas (desarenado): A menudo no se incluyen instalaciones de eliminación de arenas.
- c) Fango primario o espumas (decantación primaria): Las cantidades tanto de fango como de espumas dependen del tipo de red de alcantarillado y de la existencia de vertidos industriales.
- d) Fango secundario y espumas (sedimentación secundaria): En la actualidad, según la EPA, es obligatoria la instalación de un sistema de eliminación de espumas en los tanques de sedimentación secundarios.

- e) Sólidos suspendidos (tanques de aireación): Se producen por conversión de la DBO. Puede ser necesario incorporar alguna forma de espesamiento para concentrar el caudal de fango para el tratamiento biológico.
- f) Fangos, compostaje y cenizas (tratamiento de fangos): Las características del producto final dependen de las del fango tratado y de las operaciones y procesos utilizados. Las normas que regulan la evacuación de corrientes residuales son cada vez más exigentes.

Es importante conocer las características del fango que se va a procesar para poder tratarlo y evacuarlo. Estas características varían en función del origen de los sólidos y del fango, de la edad del fango y del tipo de procesos a los que han sido sometidos. A continuación se observan las características de los distintos tipos de fangos:

- a) Residuos del desbaste: Las basuras incluyen todo tipo de materiales orgánicos e inorgánicos de tamaño suficientemente grande para ser eliminados por rejillas de barras. El contenido de materia orgánica varía dependiendo de la naturaleza del sistema y de la estación del año.
- b) Arenas: Las arenas están constituidas, normalmente, por los sólidos inorgánicos más pesados que sedimentan con velocidades relativamente altas. Dependiendo de las condiciones de funcionamiento, la arena puede también contener cantidades significativas de materia orgánica, especialmente aceites y grasas.
- c) Espumas/grasas: La espuma está formada por los materiales recogidos en la superficie de los tanques de sedimentación primarios y secundarios. Puede incluir grasas, aceites minerales y vegetales, grasas animales, ceras, jabones, residuos alimenticios, pieles de hortalizas, cabellos, papel y algodón, colillas de cigarrillos, materiales de plástico, preservativos de goma, partículas de arena y materiales similares. El peso específico de la espuma es menor que 1, generalmente 0,95.

- d) Fango primario: El fango de los tanques de decantación primaria es generalmente gris y grasiento y, en la mayoría de los casos produce un olor extremadamente molesto. Puede digerirse fácilmente si se adoptan las condiciones adecuadas para ello.
- e) Fango de precipitación química: El fango procedente de los tanques de precipitación química con sales minerales es generalmente de color oscuro, aunque su superficie puede ser roja si contiene mucho hierro. El fango con cal es gris marronoso. El olor del fango químico puede ser molesto, pero no tanto como el del fango de decantación primaria. Aunque es algo grasiento, los hidratos de hierro o aluminio contenidos en el lo hacen gelatinoso. Si se deja suficientemente tiempo en el tanque se produce su descomposición, como en el caso del fango de decantación primaria, pero a una velocidad menor. Produce gas en cantidades sustanciales y su densidad aumenta con el tiempo.
- f) Fango activado: El fango activado tiene, generalmente, una apariencia flocular de color marrón. Si el color es muy oscuro puede estar próximo a volverse séptico. Si el color es más claro de lo normal, puede haber estado aireado insuficientemente y los sólidos tienen tendencia a sedimentar lentamente. El fango en buenas condiciones tiene un olor característico a tierra que no es molesto. Tiende a convertirse en séptico con bastante rapidez y luego adquiere un olor bastante desagradable de putrefacción. Se digiere solo o con fangos primarios frescos.

5.4.2 Espesamiento (concentración)

El espesamiento es un procedimiento que se emplea para aumentar el contenido de sólidos del fango por eliminación de parte de la fracción líquida del mismo. Por ejemplo, si el fango activado en exceso que normalmente se bombea desde los tanques de alimentación secundaria con un contenido en sólidos del 0,8 %, se pudiera espesar hasta un contenido de sólidos del 4 %, se conseguiría reducir el volumen de fango a una quinta parte.

El espesado se suele llevar a cabo mediante procedimientos físicos, que incluyen el espesado por gravedad, flotación, centrifugación y filtros banda por gravedad.

La reducción del volumen de fango resulta beneficiosa para los procesos de tratamiento subsiguientes tales como la digestión, deshidratación,... desde los siguientes puntos de vista:

- Capacidad de tanques y equipos necesarios
- Cantidad de reactivos químicos necesarios para el acondicionamiento del fango
- Cantidad de calor necesario para los digestores y cantidad de combustible auxiliar necesario para el secado o incineración, o para ambos.

También se favorece, con la reducción del volumen de fango, reducir las dimensiones de las conducciones y los costes de bombeo. Sobretudo en las plantas grandes.

5.4.2.1 Tipos de espesamiento

- Espesamiento por gravedad
- Espesamiento por flotación
- Espesamiento por centrifugación (casi no se utiliza)



Figura 5.10: Espesador

5.4.2.2 Espesamiento por gravedad

El espesado por gravedad es muy efectivo para el tratamiento del fango primario. Se realiza en un tanque de diseño similar al de un tanque de sedimentación convencional. Normalmente se emplean tanques circulares. El fango diluido se conduce a una cámara de alimentación central. El fango alimentado sedimenta y compacta, y el fango espesado se extrae por la parte inferior del tanque.

Los mecanismos de recogida de fangos convencionales consisten en dispositivos dotados de rascadores profundos o piquetas verticales que remueven el fango lentamente, promoviendo la apertura de canales para proporcionar salida al agua y favoreciendo la densificación. El sobrenadante que se origina, se retorna al decantador primario o a cabeza de planta. El fango espesado que se recoge en el fondo del tanque se bombea a los digestores o equipos de deshidratación en función de las necesidades; por lo que, es necesario disponer de un determinado volumen de almacenamiento.

Para mejorar el rendimiento del proceso, a menudo se incluye la posibilidad de añadir agua de dilución y, ocasionalmente, cloro.

5.4.2.3 Espesamiento por flotación

El espesamiento por flotación resulta más efectivo con los fangos en exceso procedentes de procesos de tratamiento de cultivo biológico en suspensión. La flotación es una operación unitaria que se emplea para la separación de partículas sólidas o líquidas de una fase líquida. La separación se consigue introduciendo finas burbujas de gas, normalmente aire, en la fase líquida. Las burbujas se adhieren a las partículas, y la fuerza ascensional que experimenta el conjunto partícula-burbuja de aire hace que suban hasta la superficie del líquido. De esta forma, es posible hacer ascender a la superficie partículas cuya densidad es mayor que la del líquido, además de favorecer la ascensión de las partículas cuya densidad es inferior, como el caso del aceite en el agua.

En los lugares en los que las heladas pueden ser un problema, o en los que existe preocupación por el control de olores, los espesadores por flotación se suelen construir en el interior de edificios.

La concentración de sólidos flotantes que se puede obtener en el espesado por flotación, depende, principalmente, de la relación aire-sólidos, de las características del fango (especialmente del índice de volumen del fango, SVI), de la carga de sólidos, y de la aplicación de polímeros.

La relación aire-sólidos es el factor que más afecta al rendimiento de los espesadores por flotación, y se define como la relación en peso entre el aire disponible para la flotación y los sólidos presentes en la corriente a espesar.

El índice de volumen del fango también es importante, ya que se ha observado que utilizando dosificaciones normales de polímero, el rendimiento de los espesadores mejora para valores de SVI inferiores a 200.

La relación de sólidos flotantes se maximiza para valores de la relación aire-sólidos entre 2-4 % y se obtiene una recuperación de sólidos del 85 %. El uso de polímeros para mejorar la flotación es efectivo, produciendo incrementos de la recuperación de sólidos en el fango del 85 al 98-99 %.

5.4.2.4 Selección del tipo de espesamiento

Se emplearán dos tipos de espesadores, unos por gravedad para el tratamiento de los lodos primarios y otros por flotación para el tratamiento de los lodos biológicos.

5.4.3 Estabilización

La estabilización es un proceso biológico, anaerobio o aerobio; en ausencia o presencia de oxígeno, que tiene por objetivo la oxidación de la materia orgánica celular contenida en los lodos.

Se realiza para:

- Reducir la presencia de patógenos
- Eliminar los olores desagradables
- Inhibir, reducir, o eliminar, su potencial de putrefacción

A la hora de proyectar un proceso de estabilización de fangos, es importante considerar la cantidad de fango a tratar, la integración del proceso de estabilización con las restantes unidades de tratamiento, y los objetivos del proceso de estabilización.

Principalmente se observan dos grandes tipos de tecnologías para la estabilización del fango y que se van a tratar por separado: digestión anaerobia y digestión aerobia.

5.4.3.1 Digestión anaerobia

La digestión anaerobia o anaeróbica de los fangos ha sido universalmente aceptada como el método más adecuado para obtener un producto final aséptico. La descomposición de la materia orgánica por las bacterias se realiza en ausencia de aire. El oxígeno necesario para su desarrollo lo obtienen del propio alimento.



Figura 5.11: Digestor anaerobio

La estabilización anaerobia tiene lugar mediante las siguientes etapas:

- a) Hidrólisis: Indica la conversión de compuestos orgánicos complejos e insolubles en otros compuestos más sencillos y solubles en agua. Esta etapa es fundamental para suministrar los compuestos orgánicos necesarios para la estabilización anaerobia en forma que puedan ser utilizados por las bacterias responsables de las dos etapas siguientes.

- b) Formación de ácidos: Los compuestos orgánicos sencillos generados en la etapa anterior son utilizados por las bacterias generadoras de ácidos. Como resultado se produce su conversión en ácidos orgánicos volátiles, fundamentalmente en ácidos acético, propiónico y butírico. Esta etapa la pueden llevar a cabo bacterias anaerobias o facultativas. Hay una gran variedad de bacterias capaces de efectuar la etapa de formación de ácidos, y además esta conversión ocurre con gran rapidez. Dado que estos productos del metabolismo

de las bacterias formadoras de ácido o acidogénicas están muy poco estabilizados en relación con los productos de partida, la reducción de DBO₅ o DQO en esta etapa es pequeña.

- c) *Formación de metano*: En la figura 5.1. se recoge una representación secuencial de la digestión anaerobia de compuestos orgánicos. Una vez que se han formado estos ácidos orgánicos, una nueva categoría de bacterias entra en acción, y los utiliza para convertirlos finalmente en metano y dióxido de carbono. El metano es un gas combustible e inodoro, y el dióxido de carbono es un gas estable, que forma parte en poca cantidad de la composición normal de la atmósfera.

5.4.3.2 Tipos de procesos de digestión anaerobia

- a) Digestión en una etapa con mezcla completa

El fango se mezcla íntimamente mediante recirculación de gas, mezcladores mecánicos, bombeo o mezcladores con tubos de aspiración (no se produce la separación de espumas o sobrenadantes) y se calienta para conseguir optimizar la velocidad de digestión

- b) Digestión en dos fases

En muchas ocasiones, un digester de alta carga se combina con un segundo tanque de digestión. El primer tanque (tienen lugar los procesos de hidrólisis y acidificación) se utiliza para la digestión y se equipa con dispositivos para el mezclado. El segundo tanque (tiene lugar el proceso de metanogénesis) se utiliza para el almacenamiento y concentración del fango digerido, y para la formación de sobrenadante relativamente clarificado.

En muchas ocasiones ambos tanques se construyen idénticos de forma que cualquiera de ellos puede ser el tanque primario. En otros casos el segundo de los tanques puede ser abierto, no calentado, o una laguna de fango.

c) Digestores independientes

La adición de fango biológico, especialmente de fango activado, aún en pequeñas cantidades, reduce la separación de las fracciones sólida y líquida del fango primario digerido. La velocidad de reacción en condiciones anaerobias también se ralentiza ligeramente.

Algunos diseños recientes separan la digestión del fango primario de la del fango biológico.

Las razones para adoptar este sistema de digestión independiente son:

- Se mantienen las excelentes características de deshidratación del fango primario digerido
- El proceso de digestión se diseña específicamente para el fango a tratar
- Se pueden mantener las condiciones óptimas de control del proceso

No obstante, los datos de funcionamiento y criterios de diseño disponibles acerca de la digestión anaerobia independiente de los fangos biológicos son muy limitados.

5.4.3.3 Diseño de los tanques de digestión anaerobia

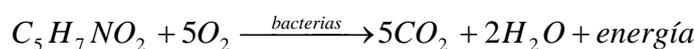
Los tanques de digestión anaerobia pueden ser cilíndricos, rectangulares, o con forma de huevo. El uso de digestores rectangulares no es frecuente debido a la mayor dificultad para conseguir un mezclado uniforme del contenido del tanque. Los tanques ovalados son de uso muy común en Europa.

Los tanques de digestión cilíndricos no suelen tener diámetros inferiores a 6m ni superiores a 38m. La profundidad del líquido no debe ser inferior a 7,5m y puede llegar a ser de 14m o más. El fondo del tanque suele ser de forma cónica con pendiente hacia el cuenco de extracción de fangos, normalmente situado en el centro. La pendiente en el fondo suele ser, como mínimo de 1:4 (horizontal: vertical). Para minimizar la acumulación de arenas y para reducir las necesidades de limpieza de los digestores, se emplean soleras con diferentes pendientes.

El objetivo de los tanques de diseño ovalado es eliminar la necesidad de limpiar los tanques. En la parte inferior del tanque las paredes forman un cono de inclinación suficientemente pronunciado para evitar la acumulación de arenas. Otras de las ventajas de los tanques ovalados son el mejor mezclado, el mejor control de la capa de espumas, y las menores necesidades de superficies (se ahorra espacio). Los digestores ovalados se construyen de acero o de hormigón armado.

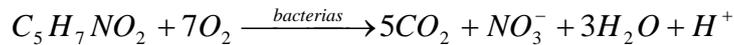
5.4.3.4 Digestión aerobia

Se puede realizar utilizando aire u oxígeno puro (el fango obtenido es similar en ambos casos). El proceso es similar al proceso de fangos activados. Conforme se agota el suministro de substrato disponible (alimento), los microorganismos empiezan a consumir su propio protoplasma para obtener la energía necesaria para las reacciones de mantenimiento celular. Cuando esto sucede, se dice que los microorganismos se hallan en fase endógena.



El tejido celular se oxida a dióxido de carbono y agua y amoníaco por vía aerobia. En la realidad sólo es posible oxidar el 70-80 % del tejido celular. El 20-25 % restante está formado por compuestos inertes y compuestos orgánicos no biodegradables.

A continuación, conforme se desarrolla la digestión, el amoníaco producido se oxida para formar nitratos:



La digestión aerobia presenta una serie de desventajas:

- Alto coste energético asociado al suministro de oxígeno necesario.
- Se produce un fango digerido de pobres características para la deshidratación mecánica.
- Es un proceso muy sensible a la temperatura, emplazamiento y tipo de materiales con los que se construye el tanque. La digestión aerobia del fango sólo se puede emplear para el tratamiento

5.4.3.5 Selección del proceso de digestión

Se selecciona un digestor cilíndrico de digestión anaerobia. Es el más adecuado para esta estación y, como se ha visto en los apartados anteriores, el que más ventajas posee.

5.4.4 Acondicionamiento

El fango se acondiciona expresamente para mejorar sus características de deshidratación.

Los dos métodos más comúnmente utilizados implican la adición de reactivos químicos y el tratamiento térmico.

5.4.4.1 Acondicionamiento químico

El acondicionamiento químico permite reducir la humedad del fango, desde el 90-99 % hasta el 65-85 % dependiendo de la naturaleza de los sólidos a tratar. Para ello se utilizan productos químicos (floculantes) que tienen por finalidad conseguir una aglomeración de las partículas en forma de flóculos dando lugar a la coagulación de los sólidos y a la liberación del agua absorbida. Se lleva a cabo antes de sistemas de deshidratación mecánica tales como los filtros a vacío, centrifugación, filtros banda y filtros prensa.

Los productos químicos que se emplean incluyen el cloruro férrico, la cal, la alúmina y polímeros orgánicos.

La adición de reactivos de acondicionamiento puede aumentar el contenido de sólidos secos. Los polímeros no provocan un aumento notable de los sólidos secos, mientras que las sales de hierro y la cal pueden provocar aumentos del 20-30 %.

La dosificación y aplicación de los reactivos resulta más sencilla si se realiza en forma líquida.

La dosis de productos químicos necesaria para el acondicionamiento de un determinado fango se determina en el laboratorio. El factor que determina el producto químico requerido es el tipo de fango. Los fangos difíciles de deshidratar requieren mayores dosis de productos químicos, no producen una torta tan seca, y dan lugar a un filtrado o centrado de peores cualidades

5.4.4.2 Selección del proceso de acondicionamiento

El acondicionamiento en esta E.D.A.R va incluido en el apartado de deshidratación (5.5.5).

5.4.5 Deshidratación

La deshidratación es una operación unitaria física (mecánica) utilizada para reducir el contenido de humedad del fango por alguna o varias de las siguientes razones:

- Los costes de transporte del fango por camión hasta el lugar de su evacuación final son notablemente menores cuando se reduce el volumen por deshidratación
- El fango deshidratado es, generalmente, más fácil de manipular que el fango líquido o espesado. En la mayoría de los casos, el fango deshidratado es susceptible de ser manipulado con traductores dotados de cucharas y palas y con cintas transportadoras
- La deshidratación del fango suele ser necesaria antes de la incineración del fango para aumentar su poder calorífico por eliminación del exceso de humedad.
- La deshidratación es necesaria antes del compostaje para reducir la cantidad de material de enmienda o soporte.
- En algunos casos, puede ser necesario eliminar el exceso de humedad para evitar la generación de olores y que el fango sea putrescible.
- La deshidratación del fango suele ser necesaria antes de su evacuación a vertederos controlados para reducir la producción de lixiviados en la zona del vertedero.

La eliminación de agua de los lodos se consigue en tres escalones: espesado, deshidratación y secado.

En pequeñas depuradoras (siempre buscándose el bajo coste) la eliminación del agua se lleva a cabo de forma natural (tabla 5.1) mientras que en depuradoras más grandes la tendencia se encaminará hacia la eliminación artificial (tabla 5.2).

*Tabla 5.1: Eliminación natural del agua en fangos
(Metcalf & Eddy, 1995)*

Eliminación del agua de los lodos				
Procedimiento	Base teórica	Procesos unitarios	Contenido final de agua	Comentarios
Espesado	Gravedad	Espesador continuo o discontinuo	90-85% 75% 89-97%	Agua medianamente eliminable Fácilmente Difícilmente
Deshidratación	Gravedad (campos gravitatorios naturales) y fuerzas térmicas (evaporación)	Eras de secado Lagunas de fangos	70-60% 50-30% 85-75% < 50% ≥ 50% 85-80%	Medianamente eliminable Fácilmente Difícilmente Medianamente en permanencia muy larga Fácilmente Difícilmente
Secado	Fuerzas térmicas	Eras de secado	55-45%	Sólo en zonas cálidas y áridas

*Tabla 5.2: Eliminación natural del agua en fangos
(Metcalf & Eddy, 1995)*

Eliminación del agua de los lodos				
Procedimiento	Base teórica	Procesos unitarios	Contenido final de agua	Comentarios
Espesado	Gravedad	Espesador continuo o discontinuo	90-85% 99-97% 75%	Agua medianamente eliminable Fácilmente Difícilmente
Deshidratación	Gravedad (campos gravitatorios naturales) y fuerzas térmicas (evaporación)	Filtro banda	65-60 60-50% 85-80%	Medianamente Fácilmente Difícilmente
		Filtración a vacío	80-70%	Medianamente
		Filtro prensa	40-30% 75-70%	Fácilmente Difícilmente
		Centrífugas	80-70% 85-80%	Medianamente Difícilmente
Secado	Fuerzas térmicas	Eras de secado	10-20%	Caro pero eficaz

5.4.5.1 Tipos de procedimientos de deshidratación

Los procedimientos de deshidratación se pueden separar en dos grupos:

A. *NATURALES*

Eras de secado

Son el método de deshidratación de fangos más empleado en E.E.U.U. Se suelen utilizar, normalmente, para la deshidratación de fangos digeridos. Una vez seco, el fango se retira y se retira a vertederos controlados o se utiliza como acondicionador de suelos.

Las principales ventajas de las eras de secado son:

- Bajo coste
- Escaso mantenimiento que precisan
- Elevado contenido en sólidos del producto final

Existen cuatro tipos de eras de secado:

- Convencionales de arena
- Pavimentadas
- De medio artificial
- Por vacío

El problema principal que presentan es que se utilizan principalmente para pequeñas poblaciones (no es este caso) debido a que es necesario disponer de un espacio muy grande y, el tiempo de retención del fango es muy elevado.

Lagunaje

Las lagunas de secado se pueden emplear para la deshidratación de fango digerido en lugar de las eras de secado. Debido a los posibles problemas asociados al desprendimiento de olores, las lagunas de secado no son adecuadas para la deshidratación de fangos crudos, fangos tratados con cal, ni fangos con sobrenadantes muy concentrados. Las precipitaciones y las bajas temperaturas inhiben el proceso de deshidratación (se dan muchas precipitaciones en Galicia).

El principal mecanismo de la deshidratación es la evaporación.

La profundidad del fango suele variar entre 0,75 y 1,25 m.

B. ARTIFICIALES

Filtración a vacío

La filtración a vacío se ha venido utilizando para la deshidratación de fangos durante más de sesenta años pero su uso ha ido descendiendo a lo largo de los últimos diez años debido al desarrollo y mejora de equipos de deshidratación mecánica alternativos.

Algunas de las razones que explican el descenso de la popularidad de este método son:

- La complejidad del sistema
- La necesidad de reactivos para el acondicionamiento
- Los elevados costes de explotación y mantenimiento

En este tipo de filtración la fuerza motriz que actúa sobre la fase líquida y que provoca un movimiento a través del medio poroso es la presión atmosférica debido a la aplicación del vacío en la superficie inferior del medio filtrante. El filtro de vacío consiste en un tambor cilíndrico horizontal que gira, parcialmente sumergido, en una cuba de fango. La superficie del tambor está recubierta por un medio poroso, la

selección del cual depende de las características de deshidratación del fango. La superficie del tambor está dividida en sectores circulares. Cada sector está separado del sector adyacente en los extremos del tambor y está unido a una válvula rotativa situada en el eje del tambor mediante una conducción de vacío/drenaje. La válvula rotativa controla las diferentes fases del ciclo de filtración y conduce el filtrado hacia el exterior del tambor.

Centrifugación

Este proceso es muy utilizado en la industria para la separación de líquidos de diferente densidad, espesamente d fangos, o separación de sólidos. El proceso también es aplicable a la deshidratación de fangos de aguas residuales, y su aplicación se ha llevado con diferentes grados de éxito.

Existen dos tipos de centrifugas aplicadas a la deshidratación de aguas residuales. Las centrifugas de camisa maciza y las centrifugas de cesta (para plantas de pequeñas dimensiones).

En las centrifugas de camisa maciza el fango se alimenta a la cuba giratoria a caudal constante y se separa en una torta que contiene los sólidos y un líquido diluido que recibe el nombre de concentrado. El concentrado tiene sólidos finos de baja densidad y se recircula a la línea de tratamiento de la planta. La torta de fango, que tiene un contenido en humedad entre el 70 y el 80 % se descarga de la unidad mediante un tornillo o una tolva con cinta transportadora. Los diseños más modernos permiten concentraciones de entre el 30-35 %.

Filtros prensa

La deshidratación se lleva a cabo forzando la evacuación del agua presente en el fango por la aplicación de una presión elevada. Las ventajas de los filtros prensa incluyen:

- Altas concentraciones de sólidos en la torta
- Obtención de un filtrado muy clarificado
- Elevadas capturas de sólidos

Los inconvenientes incluyen:

- Complejidad mecánica
- Elevados costes de reactivos
- Altos costes de mano de obra
- Limitada vida útil de las telas del filtro

Hay varios tipos de filtros prensa destacando los filtros prensa de placas de volumen fijo y los filtros prensa de placas de volumen variable (filtro prensa de membrana). Ambos filtros son semejantes exceptuando que en el de volumen variable detrás del medio filtrante se sitúa una membrana de goma. Esta membrana se expande para conseguir la compresión final reduciendo, de esta manera, el volumen del fango durante la fase de compresión.

Filtros banda

Son dispositivos de deshidratación de fangos de alimentación continua que incluyen el acondicionamiento químico (previamente han sido acondicionados con electrolito), drenaje por gravedad, y aplicación mecánica de presión para deshidratar el fango.

Se introdujeron en EE.UU. a principios de la década de los setenta, y se han convertido en uno de los sistemas de deshidratación de fangos más empleado. Han resultado ser efectivos para casi todos los tipos de fangos de aguas residuales municipales.

En la mayoría de los filtros banda, el fango acondicionado es introducido, en primer lugar, en una zona de drenaje por gravedad donde se produce su espesado. En esta fase, la mayor parte del agua libre se elimina por gravedad. En algunos casos esta fase de operación está asistida por un sistema de vacío que favorece el drenaje y ayuda a reducir el desprendimiento de olores. A continuación del drenaje por gravedad, el fango pasa a una zona de baja presión donde es comprimido entre dos telas porosas opuestas. En algunas unidades, esta zona de aplicación de presión baja va seguida de otra zona de alta presión, en la que el fango se somete a esfuerzos tangenciales a medida que las bandas pasan a través de una serie de rodillos. Estos esfuerzos de prensado y tangenciales favorecen la liberación de cantidades adicionales de agua contenida en el fango. La torta de fango deshidratada se separa de las bandas mediante rascadores.

Un sistema de filtros banda típico está formado por bombas de alimentación de fango, equipos de dosificación de polielectrolito, una cámara de acondicionamiento del fango (floculador), una cinta transportadora de la torta de fango y equipos complementarios (bombas de alimentación de fango, bombas de agua de lavado y compresor de aire).

Las variables que afectan al rendimiento de los filtros banda son numerosas: características del fango, el método y tipo de acondicionamiento químico, las presiones aplicadas, la estructura de la máquina. Los filtros banda son sensibles a variaciones significativas de las características del fango, lo cual da lugar a que el acondicionamiento sea inadecuado y a la reducción de la eficiencia de deshidratación. En los casos en los que se esperan variaciones en las características del fango, se deben incluir instalaciones que permitan la mezcla del fango.

A partir de la experiencia obtenida con la operación de filtros banda, se ha podido comprobar que un incremento de la concentración de sólidos en el fango de la alimentación favorece la obtención de mayores sequedades y mayor producción de torta.

En el mercado se dispone de filtros banda de diferentes dimensiones, con anchuras de banda variables entre 0,5 y 3,5m. Las bandas de 2m de ancho son las más comúnmente empleadas para el tratamiento de fangos de aguas residuales municipales. Las cargas de aplicación de fango varían entre 90 y 680kg · m⁻¹h⁻¹ dependiendo del tipo de fango y de la concentración de fango alimentado. La extracción de agua, basada en la anchura de banda, varía entre 1,6 y 6,3 l · m⁻¹s⁻¹.

Las medidas de seguridad que hay que contemplar en el diseño incluyen una ventilación adecuada para la eliminación del sulfuro de hidrógeno u otros gases, y la provisión de protecciones para evitar la posibilidad de que las telas se enganchen entre los rodillos.

5.4.5.2 Selección del tipo de deshidratación

Debido a su alta adaptabilidad a todo tipo de fangos, a su alta capacidad de deshidratación y de captación de sólidos y a operar en continuo, se emplean en esta planta filtros banda. El acondicionamiento, como ya se ha indicado, va incluido en estos filtros.



Figura 5.12: Filtros banda

Estos filtros presentan una serie de ventajas:

- Bajos costes energéticos
- Costes de inversión y mantenimiento relativamente bajos
- Mecánica menos compleja y facilidad de mantenimiento
- Las máquinas de alta presión permiten producir una torta muy seca
- Muy buena adaptación a todo tipo de fangos

5.5 COGENERACIÓN

5.5.1 Transformación biomasa en energía

La aparición de nuevas tecnologías permite, cada vez más, el uso racional de los recursos naturales, aprovechamiento de residuos, etc. No se debe olvidar que contaminar no es sólo no verter o emitir ciertas sustancias al Medio Ambiente, sino que también contamina quien no utiliza los recursos (agua, energía) racionalmente o quien no aprovecha los residuos generados en los procesos cuando sean susceptibles de ser utilizados.

Hay varios métodos para transformar biomasa en energía. Los más utilizados son los métodos termoquímicos y los biológicos

5.5.1.1 Métodos termoquímicos

Se basan en la utilización de calor como fuente de transformación de la biomasa. Están muy desarrollados para la biomasa seca. Hay tres tipos de procesos que dependen de la cantidad de oxígeno presente en la transformación:

Combustión

Se somete la biomasa a altas temperaturas con exceso de oxígeno. Es el método tradicional para la obtención de calor en entornos domésticos, para la producción de calor industrial o para la generación de energía eléctrica.

Pirólisis

Se somete la biomasa a altas temperaturas (alrededor de 500° C) sin presencia de oxígeno. Se utiliza para producir carbón vegetal y para obtener combustibles líquidos semejantes a los hidrocarburos.

Gasificación

Se somete la biomasa a muy altas temperaturas en presencia de cantidades limitadas de oxígeno, las necesarias para conseguir una combustión completa. Según se utilice aire u oxígeno puro, se obtienen dos productos distintos. En el primer caso se obtiene gasógeno o gas pobre, este puede utilizarse para obtener electricidad y vapor. En el segundo caso se opera en un gasificador con oxígeno y vapor de agua y, lo que se obtiene es gas de síntesis. La importancia del gas de síntesis radica en que puede ser transformado en combustible líquido.

5.5.1.2 Métodos Biológicos

Estos métodos se basan en la utilización de diferentes tipos de microorganismos que degradan las moléculas a compuestos más simples de alta densidad energética. Son métodos adecuados para la biomasa de alto contenido en humedad. Los más conocidos son:

- a) Fermentación alcohólica (se produce etanol)
- b) Digestión anaerobia (se produce metano)

5.5.2 Ventajas de la cogeneración en las Estaciones Depuradoras

Para toda la población

- Ahorro energético
- Ahorro económico
- Mejora del medio ambiente
- Disminución de la dependencia del medio ambiente
- Disminución de las emisiones de gases a la atmósfera hasta valores muy bajos

Para la Estación depuradora

- Ahorro económico
- Menor dependencia del suministro de energía del exterior
- Utilización de la biomasa producida
- Reducción en el uso de combustibles fósiles

La “desventaja” que supone el coste del motor de cogeneración no es tal, ya que los costes de inversión se amortizan rápidamente.

5.5.3 Energía proporcionada por la biomasa

Se conoce, aproximadamente, la cantidad de energía que generan (*Cogeneración, 1994*) los siguientes combustibles:

1 kg de biomasa $\xrightarrow{\text{proporciona}}$ 3500 kcal

1 litro de gasolina $\xrightarrow{\text{proporciona}}$ 10000 kcal

Es decir, se necesitan 3 kg de biomasa para obtener la misma cantidad de energía que proporciona 1 litro de gasolina o, lo que es lo mismo, cuando se desperdician 3 kg de biomasa se desperdicia 1 litro de gasolina.

5.5.4 Cogeneración

Durante el proceso de digestión anaerobia la biomasa o materia orgánica puede ser transformada (en ausencia de oxígeno) en un combustible gaseoso denominado biogás.

El biogás contiene principalmente metano (CH₄) y dióxido de carbono (CO₂) (en una proporción aproximada de 60:40), además de pequeñas cantidades de otros gases tales como sulfuro de hidrógeno (SH₂), amoníaco (NH₃),...

Tabla 5.1: Componentes del biogás (Cogeneración, 1994)

GAS	SÍMBOLO	PORCENTAJE
Metano	CH₄	55-80%
Dióxido de carbono	CO₂	45-20%
Hidrógeno	H ₂	0-10%
Oxígeno	O ₂	0.1-1%
Nitrógeno	N ₂	0.5-10%
Monóxido de carbono	CO	0-0.1%
Gases diversos	SH ₂ , NH ₃ , C _n -H _{2n}	1-5%
Vapor de agua	H ₂ O	%5

El poder calorífico del biogás está entorno a 21,5 MJ/m³. Puede utilizarse directamente como combustible gaseoso o puede ser transformado en un combustible de una mayor calidad tras eliminar el sulfuro de hidrógeno (SH₂), dióxido de carbono (CO₂), agua (H₂O) y amoníaco (NH₃).

En esta estación depuradora el biogás se utilizará para la obtención de energía eléctrica empleando un motor de cogeneración (apartado 3.5 del anexo de cálculo). Esta energía será utilizada por la propia planta para calentar el agua y regular la temperatura de los digestores u operar bombas y compresores.

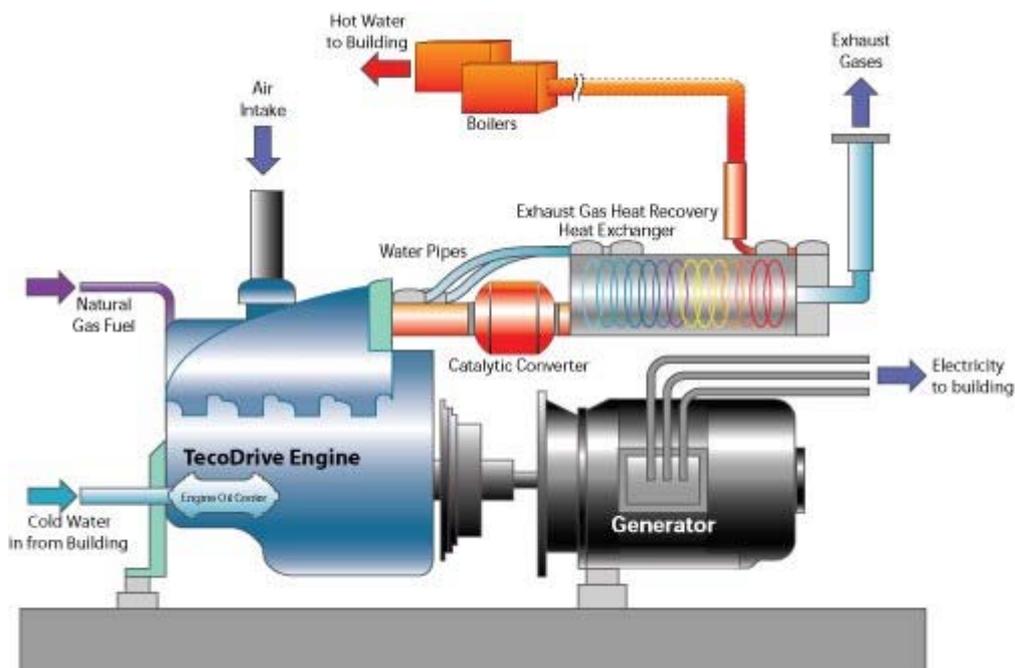


Figura 5.13: Motor cogenerador

6. MATERIAS PRIMAS

6.1 AGUA RESIDUAL

Se consideran Aguas Residuales Urbanas a aquellos líquidos que, siendo en su mayor parte agua, proceden de las actividades humanas desarrolladas en los distintos núcleos de población.

6.1.1 Origen de las aguas residuales urbanas

Su origen se puede englobar de la siguiente forma:

- Excretas: Es el tipo de vertido más importante por su composición y concentración, pudiendo dividirse en deyecciones sólidas y vertidos líquidos. Aportan gran cantidad de materia orgánica en general.
- Residuos domésticos: Son los que proceden de la limpieza y gestión de la vivienda humana, encontrándose aquí desde los aparecidos como consecuencia de los lavados domésticos (jabones, detergentes,...) o de la cocina (partículas, detergentes, arenas de lavado, restos animales y vegetales y desperdicios en general), hasta los derivados de la actividad general de las viviendas (insecticidas, partículas orgánicas,...)
- Arrastre de lluvia: Cuando se producen precipitaciones, el agua lava las superficies expuestas, arrastrando partículas y fluidos que pueden ser partículas sólidas de tierra, hollín, hidrocarburos de las vías, restos animales y vegetales, esporas,... Hay que tener en cuenta que en muchas ocasiones, que la misma precipitación aportará un volumen de agua importante a tener en cuenta en los procesos de depuración, tanto por su capacidad como por la dilución que se puede producir.
- Infiltraciones

- Residuos industriales: vertidos a la red de alcantarillado.

Los factores y composición de los efluentes de aguas residuales urbanas varían enormemente ante las costumbres higiénicas de la población objeto así como de la presencia o no de industrias que viertan a la red de alcantarillado. Del mismo modo, es muy relevante el tamaño de las poblaciones, pues se comprueba que en pequeñas poblaciones, la concentración de los diferentes parámetros suele ser mayor, ya que a la vez, el volumen de agua vertido por habitante equivalente suele ser menor. Todo esto hace que la caracterización de este tipos de aguas sea muy diversa, aunque puede generalizarse de la siguiente forma:

Tabla 6.1: Tipos de contaminación de las aguas residuales urbanas

Parámetro	Contaminación Fuerte	Contaminación Media	Contaminación Ligera
Sólidos totales	1000	500	200
Volátiles	700	350	120
Fijos	300	150	80
Sólidos en suspensión	500	300	100
Volátiles	400	250	70
Fijos	100	50	30
Sólidos sedimentables	250	180	40
Volátiles	100	72	16
Fijos	150	108	24
Sólidos disueltos	500	200	100
Volátiles	300	100	50
Fijos	200	100	50
DBO5 a 20°C	300	200	100
D.Q.O	800	450	160
Oxígeno disuelto	0	0,1	0,2
Nitrógeno total (N)	86	50	25
Orgánico	35	20	10
Amoníaco libre N-NH4	50	30	15
Nitritos N-NO2	0,10	0,05	0,00
Nitratos N-NO3	0,40	0,20	0,10
Fósforo total (P)	17	7	2
Cloruros	175	100	15
pH	6,9	6,9	6,9
Grasas	40	20	0,00
Valores en <i>mg/l</i> excepto el pH			

6.1.2 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual

6.1.2.1 Características físicas

- Turbidez: La turbidez es debida a la existencia en el agua de materia en suspensión de pequeño tamaño: limos, arcillas, ...; y cuanto mayor es, mayor es la contaminación del agua. Las medidas se realizan mediante el efecto Tyndall, la opacidad (Ley de absorción de Beer-Lambert) o el índice de difusión.
- Color: Generalmente, la coloración es indicadora de la composición y concentración de las aguas residuales urbanas, variando del gris al negro según la cantidad de materia orgánica que contenga. Esto afecta a la difusión de la radiación en el medio (y por tanto a la fotosíntesis) a la vez que provoca una mayor absorción de energía solar, por lo que la temperatura puede aumentar ligeramente respecto a la esperable. El color se evalúa mediante el método del platino-cobalto y la comparación con discos coloreados.
- Temperatura: La temperatura de los efluentes urbanos suele encontrarse entre los 10-20°C, y aunque no suele plantear grandes problemas normalmente, en determinadas circunstancias puede provocar el desplazamiento de unas especies vivas frente a otras, así como variar la solubilidad de gases y sales o la disociación de éstas, y por tanto la conductividad eléctrica y el pH.
- Olor: Es típico que en las aguas residuales urbanas se produzcan malos olores debido a la putrefacción en condiciones anaerobias de la materia orgánica, que genera como compuestos olorosos el sulfhídrico, mercaptanos (olor a coles podridas), amoníaco y aminas (olor a pescado), indol, escatol, o algunos fosforados. Aunque en ocasiones pueda parecer baladí este tema, hay que tener en cuenta la tensión psicológica que pueden generar olores molestos, pudiendo producir reducción del apetito, desequilibrios respiratorios, náuseas, etc.

6.1.2.2 Características químicas

- Materia orgánica: El grado de contaminación por materia orgánica se evalúa mediante la medición del oxígeno necesario para conseguir la oxidación de la materia orgánica.
 - Demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅)
 - Demanda química de oxígeno (DQO)

- Materia inorgánica:
 - Oxígeno: suele ser cero.
 - Nutrientes: nitrógeno (se puede presentar en la forma de amonio, nitritos o nitratos según el grado de oxidación) y fósforo (puede encontrarse en el agua en forma disuelta o en suspensión).
 - pH: Presenta un valor entorno a 7.

6.1.2.3 Características biológicas

Las aguas residuales urbanas contienen gran cantidad de seres vivos en su seno, los cuales mantienen una cierta actividad biológica.

- Hongos: Se implantan en la materia orgánica en descomposición, atacando a los hidratos de carbono y a los productos nitrogenados.

- Bacterias: En las aguas residuales aparecen gran número de bacterias de diversos tipos como cocos, bacilos, espirilos, filamentosas,... y con distintos tamaños y modos de vida según la especie y el medio.

- Virus: El interés de los virus en las aguas residuales reside en su acción nociva como productores de enfermedades como la hepatitis, por lo que es muy importante tenerlo en cuenta en los tratamientos.

- Protozoos: Son capaces de mantener el equilibrio natural entre los diferentes tipos de microorganismos debido a su actividad depredadora.
- Algas: En las aguas residuales aparecen sobre todo algas del tipo Euglena, Volvocales o bien otras, según el medio permita la penetración de la luz en el agua. Pueden presentar serios problemas debido al crecimiento explosivo cuando se dan condiciones de excesivos nutrientes, pudiendo también dar problemas de olores y sabor.

6.1.3 Contaminantes de importancia en el tratamiento

Los contaminantes físicos aparecen en el agua residual en forma de sólidos (sólidos totales, sólidos en suspensión volátiles, sólidos sedimentables,...) Por otra parte, para medir los contaminantes orgánicos se utilizan parámetros (especialmente DBO₅ y DQO) que indican el grado de contaminación del agua.

En esta E.D.A.R el estudio se centra en:

- Sólidos totales (SST): Se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación entre 103 y 105°C. Está referido a contaminación de tipo físico. Dentro de estos sólidos hay varios tipos, destacando los sólidos en suspensión volátiles y los sólidos en suspensión fijos.
- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅): Es el parámetro de medida de contaminación orgánica más utilizado. Se determina a 5 días. La determinación de este parámetro está relacionada con la medición del oxígeno disuelto que consumen los microorganismos en el proceso de oxidación bioquímica de la materia orgánica. A pesar de lo extendido de su uso presenta limitaciones y, para asegurar la fiabilidad de los resultados obtenidos, es preciso diluir convenientemente la muestra con una solución especialmente preparada de modo que se asegure la disponibilidad de nutrientes y oxígeno durante el periodo de incubación. Normalmente se preparan diversas diluciones para cubrir todo el intervalo e posibles valores de la DBO.

- *Demanda química de oxígeno (DQO)*: Es otro parámetro de medida de contaminación orgánica tanto de las aguas naturales como de las residuales. En el ensayo (realizado a altas temperaturas) se emplea un agente químico fuertemente oxidante en medio ácido para la determinación del equivalente de oxígeno de materia orgánica que puede oxidarse. El dicromato potásico ($K_2Cr_2O_7$) proporciona excelentes resultados en ese sentido.

Los valores de las cargas contaminantes del agua a tratar se recogen a continuación:

Tabla 6.2: Caracterización de las cargas contaminantes de diseño

Parámetro	Valor Medio (mg/l)	Valor Máximo (mg/l)
Sólidos Totales	1000	1899
Volátiles	700	1330
Fijos	300	570
Sólidos en suspensión totales	500	949
Volátiles	400	759
Fijos	100	190
Sólidos sedimentables totales	250	475
Volátiles	100	190
Fijos	150	285
Sólidos disueltos totales	500	949
Volátiles	300	570
Fijos	200	380
<i>DBO₅</i>	300	569
<i>DQO</i>	800	1520
pH	7	8

La obtención de estos valores viene explicada en el apartado 1.3 del anexo de cálculo.

6.1.3.1 Variación en las concentraciones de las cargas del agua residual

Los principales factores responsables de las variaciones de las cargas son:

- Las costumbre de los residentes de la población, que producen variaciones a corto plazo (horarias, diarias y semanales)
- Condiciones de carácter estacional (producen variaciones a mayor plazo)
- Actividades industriales que causan variaciones tanto a corto plazo como a largo plazo

Variaciones a corto plazo

La variación de la DBO sigue la misma curva que la variación de los caudales. Así pues la concentración punta de DBO suele presentarse a última hora de la tarde, alrededor de las 21 horas.

Variaciones estacionales

En los diferentes periodos estacionales el caudal sufre variaciones (en verano aumenta la población y se produce un mayor caudal de aguas residuales).

La masa total de DBO y SST del agua residual aumenta directamente con la población que utiliza el suministro de agua.

Variaciones industriales

Las concentraciones de la DBO y los SST pueden variar ampliamente a lo largo del día. Depende del tipo de industria que esté implantada en la comunidad y de las aguas residuales que generen y en qué momento del día.

6.1.4 Caudales

La determinación de los caudales de agua residual a eliminar de una determinada población es fundamental a la hora de proyectar las instalaciones para su recogida, tratamiento y evacuación.

Para evaluar y determinar los caudales del proyecto es necesario obtener unos caudales medios basados en la población actual y las predicciones de población futura (la E.D.A.R se construye para depurar las aguas de la comunidad durante años) para poder calcular los caudales medios futuros necesarios para el diseño de la planta (caudales de diseño).

Dentro de los caudales de diseño destacan:

- Caudal medio diario: Es el caudal medio en 24 horas obtenido a partir de los datos de todo el año
- Caudal máximo diario: máximo caudal en 24 horas obtenido a partir de los datos anuales de explotación.
- Caudal punta horario: Es el caudal horario punta que se da en un periodo de 24 horas, obtenido a partir de los datos de explotación anuales.
- Caudal mínimo diario: El caudal mínimo registrado en 24 horas a partir de los datos de explotación.
- Caudal mínimo horario: Es el caudal horario permanente mínimo que se presenta en un periodo de 24 horas, obtenido a partir de datos anuales

En el apartado 1.2 del anexo de cálculo está especificado todo el proceso de la obtención de caudales. Para ello es muy importante conocer la población y las dotaciones por habitante.

Tabla 6.3: Valores de los caudales de diseño

Actualidad (2006)		
Caudal medio diario invierno	$8011m^3 \text{ día}^{-1}$	$333,79m^3 h^{-1}$
Caudal medio máximo registrado	$14125m^3 \text{ día}^{-1}$	$588,54m^3 h^{-1}$
Caudal medio mínimo registrado	$4587m^3 \text{ día}^{-1}$	$191,125m^3 h^{-1}$
Caudal por habitante	$0,22m^3 \text{ día}^{-1}$	$9,16 \cdot 10^{-3} m^3 h^{-1}$
Caudal mínimo horario	$4005m^3 \text{ día}^{-1}$	$166,88m^3 h^{-1}$
Futuro (2031)		
Caudal medio diario invierno	$15727m^3 \text{ día}^{-1}$	$655,29m^3 h^{-1}$
Caudal punta invierno	$47181m^3 \text{ día}^{-1}$	$1965,88m^3 h^{-1}$
Caudal mínimo invierno	$7864m^3 \text{ día}^{-1}$	$327,67m^3 h^{-1}$
Caudal medio diario verano	$24434m^3 \text{ día}^{-1}$	$1018,03m^3 h^{-1}$
Caudal punta verano	$68696m^3 \text{ día}^{-1}$	$2862,33m^3 h^{-1}$

6.1.4.1 Variaciones en los caudales del agua residual

Variaciones a corto plazo

Diariamente, se observa, que en las primeras horas de la mañana el consumo de agua es mínimo y, también son mínimos los caudales que se registran. La primera punta se alcanza cuando llega a las plantas de tratamiento de aguas correspondiente al consumo punta, a última hora de la mañana. La segunda punta puede darse a última hora de la tarde, entre las 19 y las 21, aunque depende del tamaño de la comunidad.

Variaciones estacionales

Estas variaciones se hacen especialmente patentes en las zonas turísticas y en zonas en las que, las actividades tanto comerciales como industriales, se concentran en diferentes épocas del año. Normalmente, en el periodo estival los caudales aumentan debido a la llegada de turistas (como ocurre en la población de Ribeira).

6.2 REACTIVOS QUÍMICOS

6.2.1 Cloruro férrico (FeCl_3)

Se selecciona el cloruro férrico como coagulante en la línea de tratamiento físico-químico.

$$\rho_{\text{FeCl}_3} \quad 1,4175 \text{ kg/l}$$

$$P.M_{\text{FeCl}_3} \quad 162,1 \text{ g/mol}$$

6.2.2 Cal

Su consumo tiene lugar en la línea de tratamiento físico-químico.

$$\rho_{\text{calseca}} \quad 0,68 \text{ kg/l}$$

$$P.M_{\text{cal}} \quad 56 \text{ g/mol}$$

CaOH Hidróxido de calcio

CaO Óxido de calcio (cal seca)

6.2.3 Polielectrolito

Se consume en los filtros banda para deshidratar los lodos. Tiene papel espesante y estabilizante. Es un compuesto químico muy caro y, por ello, debe ser determinada la dosis óptima de polielectrolito añadida para conseguir las mejores condiciones de sedimentación posibles. Para una determinada densidad de carga, el polímero de mayor peso molecular es el que provoca una mejor sedimentación de las partículas.

$$\text{Concentración de polielectrolito } [POL] \quad 5,5 \text{ kg/m}^3$$

7. EQUIPOS DE LA ESTACIÓN DEPURADORA

Canal de entrada

Unidades	1 canal	
Dimensiones	Pendiente del canal	0,5 %
	Sección	Rectangular
	Anchura del canal	0,6 m
	Altura útil	74 cm
	Altura construida	90 cm
Caudal de diseño	Máximo	68696 m ³ día ⁻¹
	Mínimo	7864 m ³ día ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.1 Planos 1 y 2	

Canal de desbaste

Unidades	3 canales	
Dimensiones	Pendiente del canal	0,5 %
	Sección	Rectangular
	Anchura del canal	0,4 m
	Altura construida	0,9 m
Capacidad	Caudal máximo a tratar	2862,33 m ³ h ⁻¹
	Caudal máximo por línea	954,11 m ³ h ⁻¹
	Caudal mínimo por línea	327,67 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.2.1.1 Planos 1 y 2	
Potencia instalada	7,8 kw	

7.2.1 Reja de gruesos

Unidades	3 rejillas	
Dimensiones	Ancho útil	1,20 m
	Alto útil	1,20 m
	Sobreelevación	2,1 m
	Anchura de barrotes	25 mm
	Separación libre entre barrotes	50 mm
Velocidad de la rasqueta	5 m min ⁻¹	
Potencia	1,5 c.v	
Pérdida de carga	18 cm aproximadamente	
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.2.1.2 Planos 1 y 2	

7.2.2 Reja de finos

Unidades	3 rejillas	
Dimensiones	Ancho útil	1,7 m
	Alto útil	1,20 m
	Sobreelevación	2,1 m
	Anchura de barrotes	7,5 mm
	Separación libre entre barrotes	15 mm
Velocidad de la rasqueta	5 m min ⁻¹	
Potencia	2 c.v	
Pérdida de carga	20 cm aproximadamente	
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.2.1.3 Planos 1 y 2	

7.3 Desarenador aireado

Unidades	3 desarenadores	
Dimensiones	Volumen	48,6 m ³
	Profundidad	2 m
	Anchura	3 m
	Longitud	4,7 m
Capacidad	Caudal de diseño	0,27 m ³ s ⁻¹
	Tiempo de detención	3 min
	Caudal mínimo por línea	142,69 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.2.2 Planos 1 y 2	
Consumos	Aire 2,35 m ³ min ⁻¹	

7.4 Decantador primario

Unidades	2 decantadores	
Dimensiones	Volumen	967,97 m ³
	Superficie útil	595,67 m ²
	Diámetro útil	21 m
	Altura construida	3 m
Capacidad	Caudal medio	774,38 m ³ h ⁻¹
	Caudal máximo	1203,10 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.3.1 y 3.2.1 Planos 1,2 y 3	

7.5 Tanque de aireación

Unidades	1 tanque aireación (6 celdas)	
Dimensiones	Sección	cuadrada
	Lado	12 m
	Alto	4 m
	Altura útil	3,5 m
	Volumen	881 m ³
Capacidad	Caudal medio	1188,14 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.4.3 y 3.3.4 Planos 1,2 y 6	
Potencia instalada	33 c.v (24,40 kw) por celda 262 c.v (195,20 kw) totales	

7.6 Decantador secundario

Unidades	2 decantadores	
Dimensiones	Volumen	1919,19 m ³
	Altura recta en vertedero	3 m
	Superficie útil	2559,05 m ²
	Diámetro útil	40 m
Capacidad	Caudal medio	1827,89 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.4.4 y 3.3.5 Planos 1,2 y 7	

7.7 Tanque de floculación (tratamiento físico-químico)

Unidades	1 tanque	
Dimensiones	Volumen	214,36 m ³
	Altura recta en vertedero	6,6 m
	Diámetro	6,6 m
	Diámetro impulsor	2,5 m
Capacidad	Caudal medio	428,72 m ³ h ⁻¹
	Tiempo de retención	30 min
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.4.2 y 3.3.1 Planos 1, 2 y 4	

7.7.1 Depósito almacenamiento cloruro férrico (FeCl₃)

Unidades	1 depósito	
Dimensiones	Volumen	17,78 m ³
	Altura	4 m
	Diámetro	2,4 m
Capacidad	Tiempo de aprovisionamiento	7 días
	Referencia	Anexo de cálculo, apartado 3.3.1.3 Planos 1 y 2

7.7.2 Silos de cal

Unidades	2 silos	
Dimensiones	Volumen	32,04 m ³
	Altura	4 m
	Diámetro	3,2 m
Capacidad	Tiempo de aprovisionamiento 7 días	
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 3.3.1.3 Planos 1 y 2	

7.8 Decantador lamelar

Unidades	1 decantador	
Dimensiones	Ancho total	13,6 m
	Largo total	6 m
	Profundidad	3,18 m
	Ancho de placa	3,25 m
	Largo de placa	1,52 m
	Espesor de placa	0,008 m
	Distancia entre placas	0,05 m
	Ángulo inclinación de placas	60°
	Longitud pasarela central	m
	Número de hileras	2
	Número de compartimentos por unidad	2
	Número de láminas por hilera	122
	Capacidad	Caudal medio
Velocidad ascensional		170
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.4.2.5 y 3.3.2 Planos 1,2 y 5	

7.9 Espesador por gravedad de lodos primarios

Unidades	1 espesador	
Dimensiones	Volumen	603,19 m ³
	Altura recta en vertedero	3 m
	Superficie útil	201,06 m ²
	Diámetro útil	16 m
	Carga de sólidos	83,23 kg m ⁻² h ⁻¹
	Carga hidráulica	0,35 m ³ m ⁻² h ⁻¹
	Tiempo de retención	25,95 h
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.1 y 3.4.1 Planos 1,2 y 8	

7.10 Espesador por flotación de lodos biológicos

Unidades	1 espesador	
Dimensiones	Volumen	763,41 m ³
	Altura recta en vertedero	3 m
	Superficie útil	254,57 m ²
	Diámetro útil	18 m
Capacidad	Carga de sólidos	3,70 kg m ⁻² h ⁻¹
	Carga hidráulica	0,70 m ³ m ⁻² h ⁻¹
	Tiempo de retención	4,27 h
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.2 y 3.4.2 Planos 1,2 y 9	

7.10.1 Calderín de presurización

Unidades	1 depósito cilíndrico	
Dimensiones	Volumen	2,98 m ³
	Altura útil	0,2 m
	Diámetro	4 m
	Altura real	0,3 m
Capacidad	Tiempo de retención	1,5 min
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.2.8 y 3.4.2.8 Plano 2	

7.11 Digestor anaerobio de lodos mixtos

Unidades		
Dimensiones	Volumen	4104,73 m ³
	Altura total	8,5 m
	Diámetro	19 m
	Pendiente	3 %
Capacidad	Carga de sólidos	2,27 kg SSV m ⁻³ días ⁻¹
	Tiempo de retención de sólidos	15 días
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.3 y 3.4.3 Planos 1,2 y 10	
Necesidades de calefacción		

7.11.1 Gasómetro

Unidades

Dimensiones	Altura	7 m
	Diámetro	17 m
	Volumen real	3472,04 m ³
	Pendiente	3 %
Capacidad	Carga de sólidos	2,56 kg SSV m ⁻³ días ⁻¹
	Carga hidráulica	0,77 m ³ m ⁻³ h ⁻¹
	Tiempo de retención	1,77 h
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 3.4.8 Plano 2	

7.12 Filtros banda

7.12.1 Acondicionamiento y deshidratación de lodos

Unidades	4	
Dimensiones	Ancho	2,10 m
	Longitud	4,20 m
Capacidad	Carga de sólidos por ancho	456 kg m ⁻¹ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.4.3, 3.3.3 y 3.4.4.2 Planos 1 y 2	

7.12.2 Depósito tampón de lodos procedentes digestor anaerobio

Unidades	1 depósito cilíndrico	
Dimensiones	Diámetro	12 m
	Altura	4 m
Capacidad	Volumen	1641,89 m ³
	Tiempo de retención	3 días
Referencia	Anexo de cálculo 2.5.4.2 y 3.4.4.1 Plano 2	

7.12.3 Depósito tampón de lodos físico-químicos

Unidades	1 depósito cilíndrico	
Dimensiones	Diámetro	5,8 m
	Altura	4 m
Capacidad	Volumen	421,22 m ³
	Tiempo de retención	3 días
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.4.2 y 3.3.3.1 Plano 2	

7.13 Motor de cogeneración

JENBACHER JS 320	
Unidades	1
Número de cilindros	16
Biogás	Hasta 15000 $m^3/día$
Capacidad	1250 Kwh
Velocidad	1500 rpm
Ancho	2 m
Largo	6 m
Alto	2 m
Peso	10,5 kg
Referencia	Anexo de cálculo apartado 3.5 Planos 1 y 2

8 DISTRIBUCIÓN DE LA ESTACIÓN DEPURADORA

La distribución de esta estación depuradora viene indicada en los Planos 1 y 2 del Documento N° 2.

9 SEGURIDAD E HIGIENE

9.1 TÉCNICAS DE PREVENCIÓN DE LOS RIESGOS LABORALES

Las estaciones depuradoras de aguas residuales deben ser lugares seguros para sus empleados. Es por ello que deberán adecuarse a una normativa de prevención de riesgos laborales para evitar accidentes y/o enfermedades.

Para proteger la salud hay dos formas de actuación: prevención de la enfermedad y restauración de la salud.

9.1.1 Prevención de la enfermedad

Se basa en intervenciones de prevención primaria (vacunaciones), prevención secundaria o detección precoz de enfermedades y de prevención terciaria o de contención y/o rehabilitación de las secuelas dejadas por el o los daños de las funciones físicas, psíquicas y/o sociales.

9.1.2 Restauración de la salud

Consiste en todas las actividades que se realizan para recuperar la salud en caso de su pérdida, que son responsabilidad de los servicios de asistencia sanitaria que despliegan sus actividades en dos niveles: atención primaria y atención hospitalaria.

Existen actividades organizadas por la comunidad que influyen sobre la salud como son:

1. La educación: La enseñanza general básica debe ser gratuita a toda la población.(defensa de la educación publica)
2. Política económica: Producción agrícola y ganadera (de alimentos), de bienes y servicios, de empleo y de salarios.
3. Política de vivienda, urbanismo y obras públicas.
4. Justicia social: De impuestos, de Seguridad Social y de servicios de bienestar y recreativos o de ocio.

9.1.3 Medidas higiénicas

El riesgo biológico de las depuradoras de aguas residuales está ligado a los agentes patógenos susceptibles de ser transportados por las aguas residuales, cuya naturaleza depende de las condiciones climáticas, del nivel de higiene y de las enfermedades endémicas de personas y animales. Por otro lado, los microorganismos implicados en el tratamiento biológico pertenecen, en principio, al *grupo 1* de la clasificación del R.D. 664/1997 (microorganismos que no se han descrito como agente causal de enfermedades en el hombre y que no constituyen una amenaza para el entorno).

Las aguas residuales constituyen no sólo un vector para numerosos microorganismos sino que además pueden ser un medio de proliferación para muchos de ellos. El riesgo de contaminación biológica dependerá de que el microorganismo esté presente en las aguas residuales en cantidades significativas, de que sobreviva dentro del entorno conservando su poder infeccioso, así como de los diferentes grados de exposición.

El riesgo de infección existe si el trabajador es receptivo y si el microorganismo encuentra una vía de entrada al organismo. Cada uno de estos elementos por si solo no es suficiente para provocar la infección, pero si coinciden varios de ellos pueden originarla.

Existen estudios que confirman el riesgo potencial de adquisición, por parte de los trabajadores de plantas depuradoras, de las siguientes enfermedades infecciosas: leptospirosis, brucelosis, tétanos, fiebre tifoidea, hepatitis viral, poliomielitis, salmonelosis y shigellosis; así como ascariasis y amebiasis entre las parasitarias.

Los lodos residuales producidos por la separación de sólidos sedimentados en suspensión son aún más peligrosos, por contener organismos que mantienen su capacidad de infección durante largos periodos de tiempo.

Una serie de medidas de carácter general, a tener en cuenta para el control de riesgos biológicos derivados de la presencia de organismos vivos en el ambiente laboral (estación depuradora), se exponen a continuación.

- Reconocimientos médicos preventivos que incluyan pruebas con el fin de detectar a las personas susceptibles a aquellos contaminantes con poder alergenizante.
- Control de la higiene personal, poniendo a disposición de los trabajadores instalaciones sanitarias con duchas, lavabos y vestuarios separados para ropa de trabajo y ropa de calle.
- Instalaciones para la limpieza, desinfección o destrucción en caso de necesidad de la ropa de trabajo.
- Han de existir normas que prohíban la ingestión de alimentos y bebidas, así como el fumar y la aplicación de cosméticos en los lugares de trabajo (excepto en los lugares habilitados para ello).
- El método de limpieza del local ha de tener en cuenta el tipo de contaminantes generado. Si el contaminante está constituido por materia particulada o bien, ésta ayuda a su dispersión, el método de limpieza deberá ser húmedo y/o por aspiración; nunca en seco y por barrido.
- Los métodos para la desinfección de los locales e instrumentación también deberán tener en cuenta el tipo de agente a eliminar y la compatibilidad con la actividad que se esté realizando en un determinado lugar.
- Han de evitarse los rincones o zonas que permitan acumulación de suciedad.
- Los techos, paredes, suelos, así como las superficies de trabajo, deben ser impermeables al agua y resistentes a la acción de los distintos productos desinfectantes.
- Los locales de trabajo podrán precintarse para proceder a su desinfección.
- Los lugares de trabajo en los que se manipulen agentes biológicos patógenos, que supongan riesgo individual y para la población, se mantendrán con una presión negativa respecto a la presión atmosférica.
- La correcta aplicación de los sistemas generales de ventilación permite realizar un control de los contaminantes biológicos manteniendo una adecuada calidad ambiental.
- Los equipos de protección individual deben ser utilizados en ocasiones excepcionales y durante tiempos limitados.
- El operador debe disponer de su ropa de trabajo, guantes, botas, máscara, gafas y, al menos dos monos.

- Las heridas o abrasiones que pueda sufrir el operario deben desinfectarse inmediatamente después de haberse producido.

9.2 SEGURIDAD

9.2.1 Peligros existentes en una E.D.A.R.

En las estaciones depuradoras de aguas residuales no son muy comunes los accidentes. De todas formas el riesgo existe y debe ser cuantificado para un mejor control.

Los principales peligros son:

a) Daños físicos

Como en cualquier otra industria este tipo de accidentes ocurren (golpes, contracturas, fracturas, arañazos, cortes,...).

b) Contagio de enfermedades

Mediante infecciones. Los contagios se pueden producir a través del sistema respiratorio (inhalando aire contaminado), enfermedades gastrointestinales (fiebres tifoideas, lombrices, diarrea,...) o a través de heridas o cortes en la piel (lugares óptimos para el crecimiento de bacterias dañinas).

c) Asfixia por falta de oxígeno

Puede ocurrir que los contaminantes desplacen al oxígeno del aire.

d) Gases explosivos

El ácido sulfhídrico (SH_2), el metano (CH_3), el monóxido de carbono (CO) y el etano (C_2H_6) son explosivos.

e) Materiales reactivos almacenados:

- Cal y cloruro férrico para coagulación
- Gas oil o propano para digestión de fangos
- Hipoclorito para desinfección
- Polielectrolito y activador para secado de fangos

f) Descargas eléctricas

Pueden originar daños graves en el organismo

- Asfixia al producirse una laxación en los músculos del tórax que impiden su contracción
- Quemaduras externas al exponerse la persona a la descarga
- Paso de la corriente por el corazón y los centros respiratorio
- Caídas o golpes producidos al recibir una descarga

g) Incendios

Como en muchas otras industrias, los incendios pueden aparecer también en las E.D.A.R.

h) Ruidos

Se empleará la protección adecuada al nivel de ruido existente (tapones, orejeras o cascos). Cabe destacar que determinados equipos superan los límites de 80 dB establecidos y, por tanto, las protecciones serán necesarias.

9.2.2 Prevención de accidentes

Una vez descritos los riesgos, se propondrán una serie de medidas para paliar éstos. Estas medidas se implantarán en los equipos e instalaciones que emplee el trabajador.

9.2.2.1 Prevención contra caídas de personas y objetos

- Tapas en aberturas: Tableros que se colocan en los huecos horizontales de servicios y patinejos.
- Barandillas de protección: Se colocarán antepechos provisionales de cerramiento en huecos verticales y perímetros de plataformas de trabajo, que sean susceptibles de permitir la caída de personas y objetos desde una altura superior a 2m. Estarán contruidos de balaustre, rodapié de 20cm de alzada, travesaño intermedio y pasamanos superior de 1m de altura; sólidamente anclados todos los elementos entre sí.
- Redes de seguridad: Paños de dimensiones ajustaas al hueco de proteger. Serán de poliamida de alta tenacidad, con luz de malla 7,5 x 7,5cm, diámetro de hilo 4mm y cuerda de recercado perimetral de 12mm de diámetro.
- Protección de zanjas: Para evitar caídas en las zanjas se cercarán con vallas d protección. Las zanjas se ejecutarán con una inclinación de talud tal que evite los desprendimientos.
- Escaleras portátiles: Serán preferiblemente de aluminio o hierro. Estarán dotadas de zapatas, sujetas en la parte superior y no sobrepasarán en 1m el punto de apoyo superior. Las escaleras de mano nunca se apoyarán sobre materiales sueltos sino sobre superficies planas y resistentes. Deberán reunir las garantías necesarias de solidez, estabilidad y seguridad.

9.2.2.2 Medidas de seguridad personales

Cada operario debe llevar:

- Casco normal: cuando exista la posibilidad de llevar golpe o caída de objetos
- Protecciones auditivas: adecuar la protección al nivel de ruido existente (tapones, orejeras, cascos)
- Pantalla, soldadura de mano: Se empleará en los trabajos de soldadura que permitan utilizar una mano para sujetar la pantalla.
- Pantalla, soldadura de cabeza: En trabajos de soldadura eléctrica
- Guantes
 - Aislantes: Para el manejo de circuitos eléctricos o máquinas que estén o tengan posibilidad de estar con tensión.
 - De neopreno: Para el manejo de hormigones, morteros, yesos u otras sustancias tóxicas formadas por aglomerados hidráulicos.
 - De cuero: Para el manejo de materiales habituales en la obra
 - De soldador: para trabajos de soldadura
- Calzado de seguridad contra riesgos mecánicos
- Protectores para las vías respiratorias
- Cinturones de seguridad: Para evitar caídas desde las alturas
- Gafas de seguridad: Para evitar el impacto de los objetos que puedan caer desde las alturas o proyectados desde otros puntos.
- Ropa de trabajo: Ha de proteger al personal del riesgo químico y físico, cubriendo la totalidad del cuerpo. Como norma general cumplirá los requisitos mínimos siguientes:
 - Será de tejido ligero y flexible que permita una fácil limpieza y desinfección.
 - Se ajustará bien al cuerpo sin perjuicio de su comodidad y facilidad de movimientos.
 - Se eliminará en todo lo posible los elementos adicionales como botones, cordones, partes vueltas hacia arriba... a fin de evitar enganches y acumulación de suciedad.

9.2.2.3 Prevención contra descargas eléctricas

Se deben conectar a tierra todas las líneas y equipos para evitar chispas provocadas por electricidad estática. Dada la posibilidad de electrocución, no se deben utilizar mangueras con agua o extintores de espuma con fuegos de origen eléctrico. Para este tipo de emergencias son adecuados el dióxido de carbono o extintores de polvo seco, siempre que haya buena ventilación.

Todas las instalaciones eléctricas de la E.D.A.R. deben respetar la normativa de alta y baja tensión (ver Pliego de Condiciones).

9.2.2.4 Prevención contra el contagio de enfermedades

Es necesario no entrar en contacto físico con el agua y los productos separados de ella (fangos, arena, basuras).

9.2.2.5 Prevención contra asfixia por falta de oxígeno

Medidas orientadas hacia:

- detección de atmósferas con ausencia de oxígeno: colocación de detectores fijos de concentración de oxígeno en los lugares donde se acumulen los gases típicos de digestión anaerobia (como el sulfhídrico y el metano) para que nos indiquen cuando la atmósfera deja de ser respirable
- intoxicación con gases o vapores tóxicos: detección de los lugares en los que se encuentran los gases tóxicos y, ventilar y airear para aumentar la concentración de oxígeno

En ambos casos las medidas a adoptar son:

- ventilar rápidamente zonas donde se ha detectado una atmósfera gaseosa
- ventilación de galerías y locales donde se pueden acumular gases

9.2.2.6 Prevención contra gases explosivos

Si un gas explosivo reacciona con el oxígeno a altas temperaturas se produce la explosión. Para evitarla se debe airear convenientemente la zona y evitar las altas temperaturas alejando las posibles fuentes de calor

9.2.2.7 Prevención contra incendios

Debido a que en la planta existe riesgo de incendio (entre otras cosas debido a la presencia de gases explosivos), se dispondrá de un programa de seguridad avanzado para evitar daños tanto a personas como a instalaciones.

Las técnicas específicas de actuación contra incendios incluyen la seguridad en el proyecto o protección pasiva, encaminada a prevenir la aparición del incendio, la detección mediante sistemas manuales y/o automáticos de alarma, y la extinción.

BIBLIOGRAFÍA

- Arboleda Valencia, J. (2000), “Teoría y práctica de la purificación del agua” (3ª edición), Mcgraw-Hill, Santa Fe de Bogotá.
- Benefield, L.D. and Randall, C.W. (1980), “Biological Process Design for Wastewater Treatment”, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.
- Camp, T.R., y Stein, P.C. (1943), “Velocity Gradients and Internal Work in Fluid Motion”, J. Boston Soc. Civ. Eng., vol 30.
- Chapman, A.J. (1990) “Transmisión de calor” (3ª edición), Librería Editorial Bellisco, Madrid.
- Díaz Lázaro-Carrasco, J.A. (1991), “Depuración de aguas residuales”, Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Centro de Publicaciones, Madrid.
- Hernández Muñoz, A.H., Lehmann, P. Galán Martínez (1995), “Manual de depuración Uralita-sistemas de depuración de aguas residuales para núcleos de hasta 20000 habitantes”, Uralita productos y servicios, S.A, Madrid
- Hernández Lehmann, A. (1990). “Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales”, Colegio de Caminos, Canales y Puertos, Madrid
- Lawrence, A.W., and McCarthy, P.L. (1970), “A Unified Basis for Biological Treatment Design and Operation” J. Sanit. Eng. Div. Am. Soc. Civ. Eng.
- Metcalf & Eddy. (1995), “Ingeniería de la Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización” (3ª edición), McGraw-Hill, Madrid.
- Sala Lizarraga, J.M. (1994), “Cogeneración”, Serv. Ed. UPV/EHU. Bilbao, 1994.
- Molina Igartua, L.A. (1993) “Manual de eficiencia energética térmica en la industria” et al. EVE.

- “Manual of practice for water pollution control-Sludge stabilization”, WPCF,
Washington D.C.

- “Manual de operadores de plantas de tratamiento de aguas residuales”, grupo TAR,
Escuela universitaria politécnica de la Universidad de Sevilla.

FACULTAD DE CIENCIAS

TÍTULO DE INGENIERO QUÍMICO



PROYECTO FIN DE CARRERA

**DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES DEL
MUNICIPIO DE SANTA EUGENIA DE RIBEIRA**

**DOCUMENTO N°2
PLANOS**

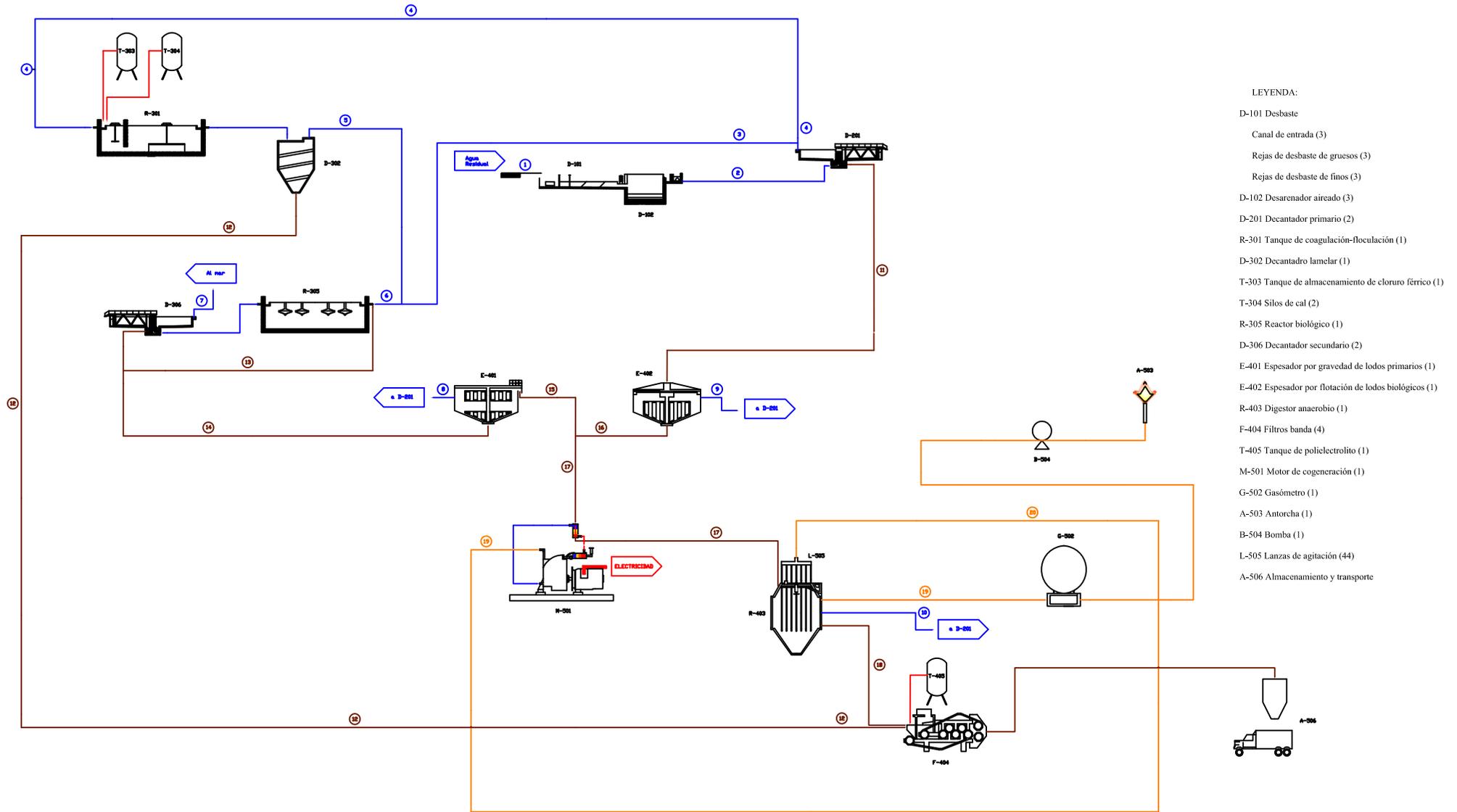
Vicente Santiago Sarasquete

Febrero 2008

INDICE

PLANO

- | | |
|----|---|
| 1 | Plano de implantación |
| 2 | Diagrama de flujo |
| 3 | Decantador primario |
| 4 | Tanque coagulación-floculación |
| 5 | Decantador lamelar |
| 6 | Tanque de aireación (reactor biológico) |
| 7 | Decantador secundario |
| 8 | Espesador por gravedad |
| 9 | Espesador por flotación |
| 10 | Digestor anaerobio |



LÍNEA DE AGUAS

Corriente	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Caudal (m ³ /d)	24434	24432,78	15453,09	8707	8674,12	24127,21	816,39	221,93	542,48	2033,60
BOD (kg/d)	300	290	194	194	80	143	3	138	3	300
SS (kg/d)	800	780	503	503	278	385	70	70	80	800
SST (kg/d)	1000	900	435	435	82	308	36	458	1505	1000

LÍNEA DE FANGOS

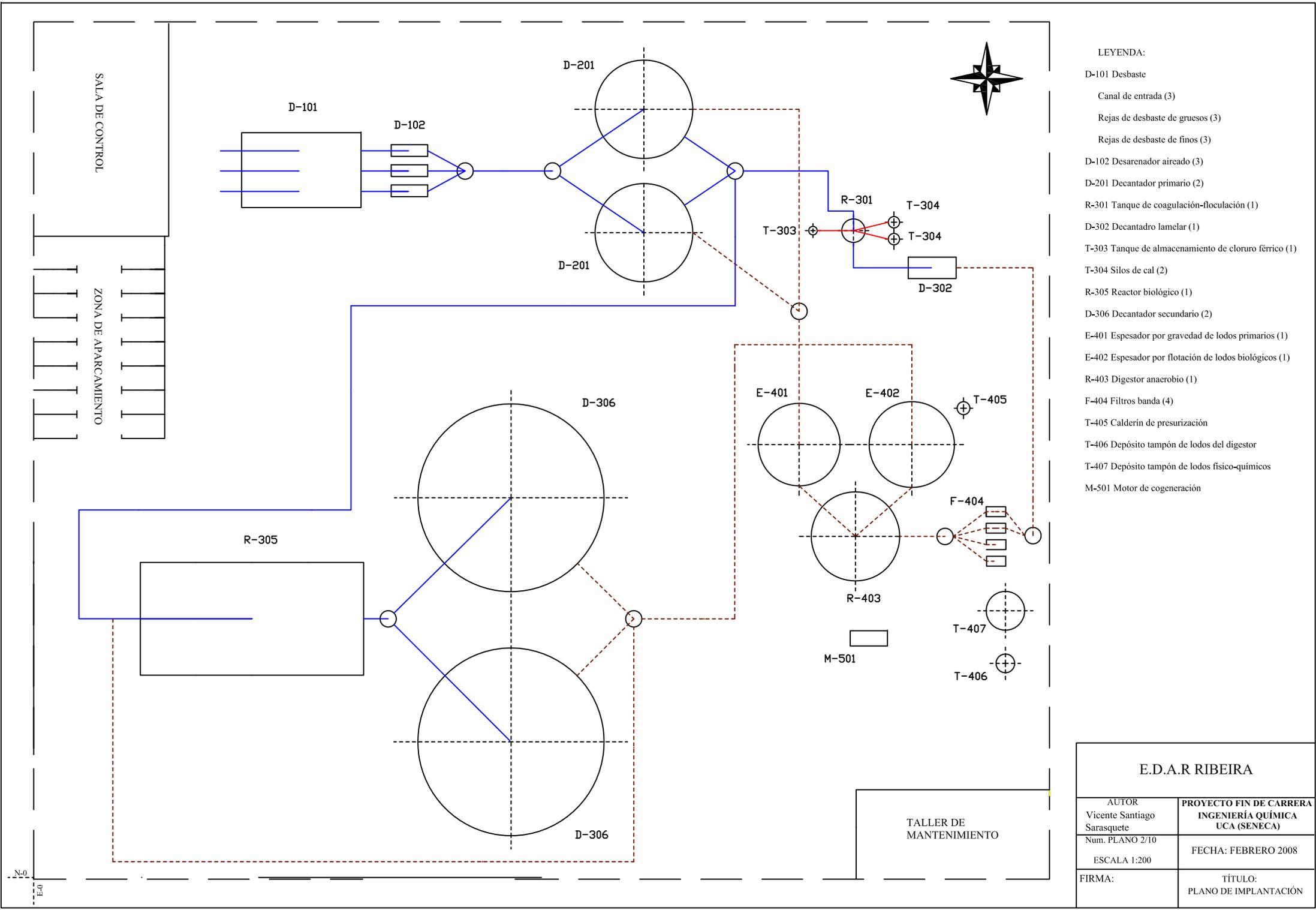
Corriente	11	12	13	14	15	16	17	18
Caudal (m ³ /d)	425,56	105,29	13029,69	816,39	273,91	143,63	417,54	417,54
SST (kg/d)	12766,67	8228,42	7433,36	8163,90	7347,51	11490,29	19837,60	11867,69
SSV (kg/d)	8298,34	5343,21	4831,73	5396,54	4750,88	7468,56	12444,44	5387,45

BIOGAS PRODUCIDO

Corriente	19	20
Caudal (m ³ /d)	10416,11	9220,8

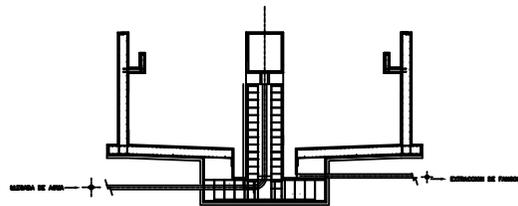
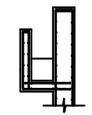
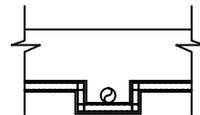
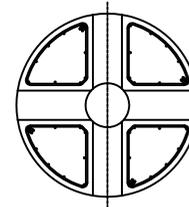
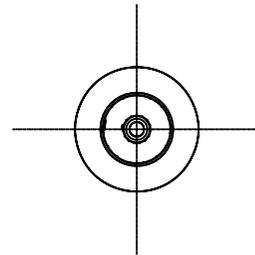
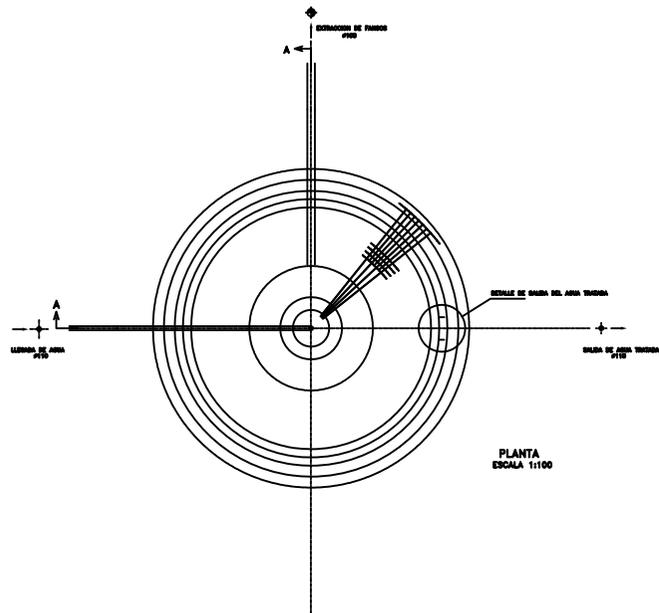
E.D.A.R RIBEIRA

AUTOR: Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Núm. PLANO 1/10	FECHA: FEBRERO 2008
ESCALA	
FIRMA:	TÍTULO: DIAGRAMA DE FLUJO

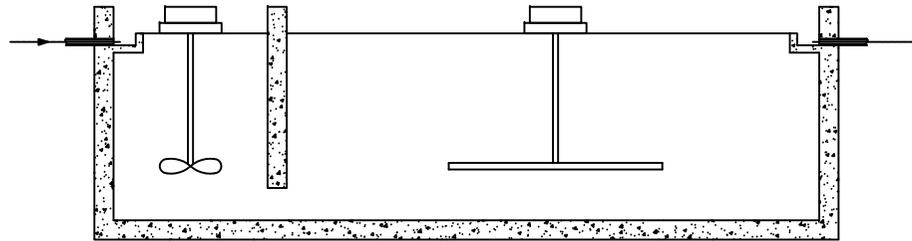


- LEYENDA:
- D-101 Desbaste
 - Canal de entrada (3)
 - Rejas de desbaste de gruesos (3)
 - Rejas de desbaste de finos (3)
 - D-102 Desarenador aireado (3)
 - D-201 Decantador primario (2)
 - R-301 Tanque de coagulación-floculación (1)
 - D-302 Decantadro lamelar (1)
 - T-303 Tanque de almacenamiento de cloruro férrico (1)
 - T-304 Silos de cal (2)
 - R-305 Reactor biológico (1)
 - D-306 Decantador secundario (2)
 - E-401 Espesador por gravedad de lodos primarios (1)
 - E-402 Espesador por flotación de lodos biológicos (1)
 - R-403 Digestor anaerobio (1)
 - F-404 Filtros banda (4)
 - T-405 Calderín de presurización
 - T-406 Depósito tampón de lodos del digestor
 - T-407 Depósito tampón de lodos físico-químicos
 - M-501 Motor de cogeneración

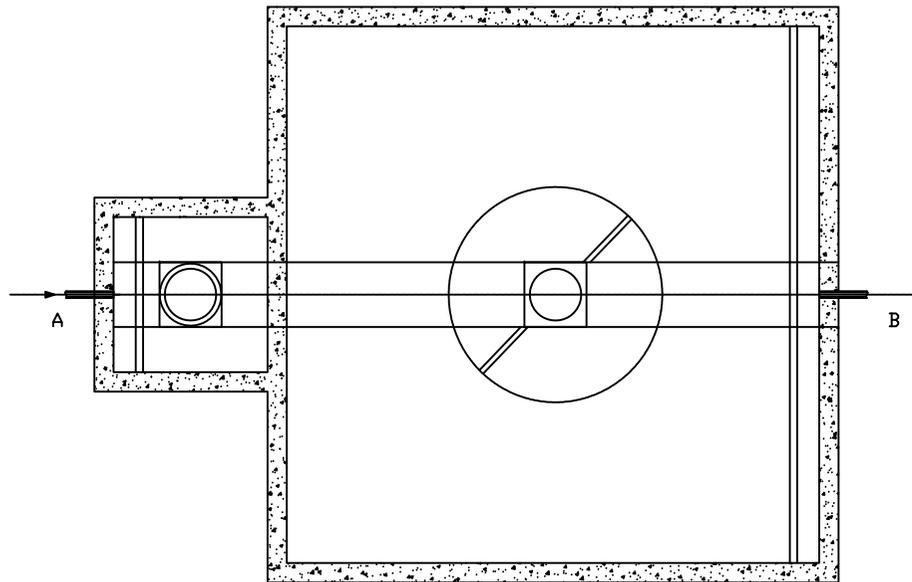
E.D.A.R RIBEIRA	
AUTOR Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Núm. PLANO 2/10	FECHA: FEBRERO 2008
ESCALA 1:200	
FIRMA:	TÍTULO: PLANO DE IMPLANTACIÓN



E.D.A.R RIBEIRA	
AUTOR Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Núm. PLANO 3/10 ESCALA 1:50	FECHA: FEBRERO 2008
FIRMA:	TÍTULO: DECANTADOR PRIMARIO



SECCION A-B



E.D.A.R RIBEIRA

AUTOR
Vicente Santiago
Sarasquete

PROYECTO FIN DE CARRERA
INGENIERÍA QUÍMICA
UCA (SENECA)

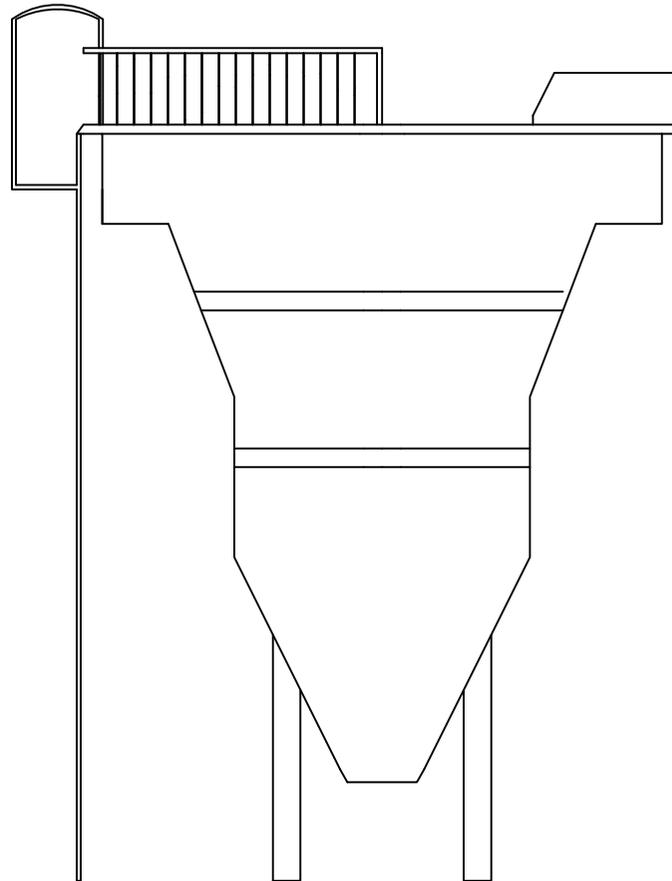
Núm. PLANO 4/10

FECHA: FEBRERO 2008

ESCALA 1:200

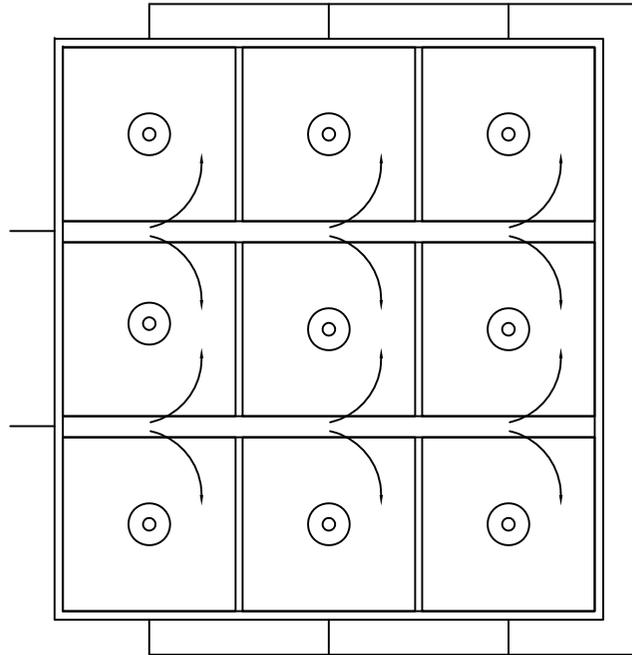
FIRMA:

TÍTULO:
TANQUE DE COAGULACIÓN



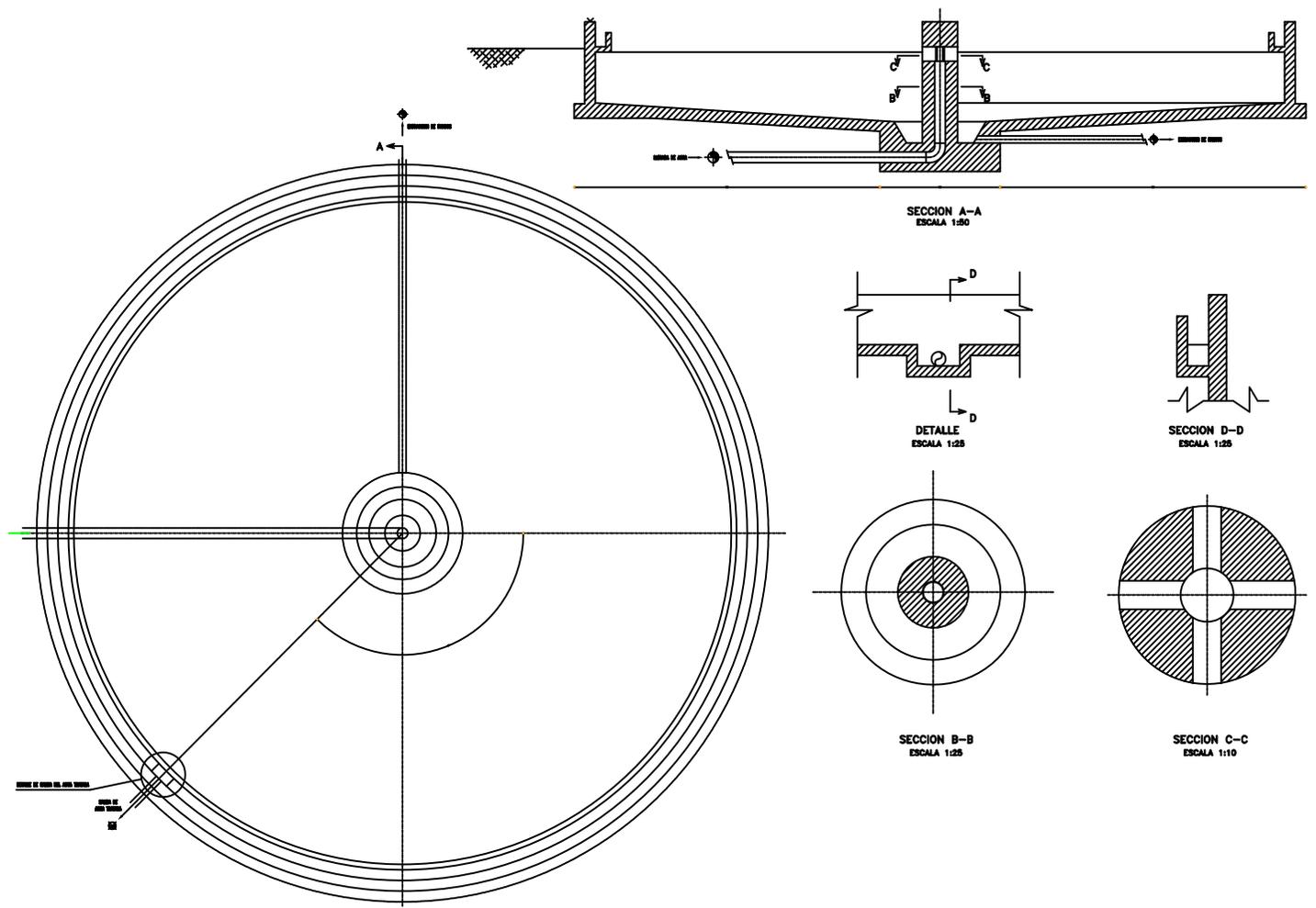
E.D.A.R RIBEIRA

AUTOR Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Num. PLANO 5/10 ESCALA 1:200	FECHA: FEBRERO 2008
FIRMA:	TÍTULO: DECANTADOR LAMELAR



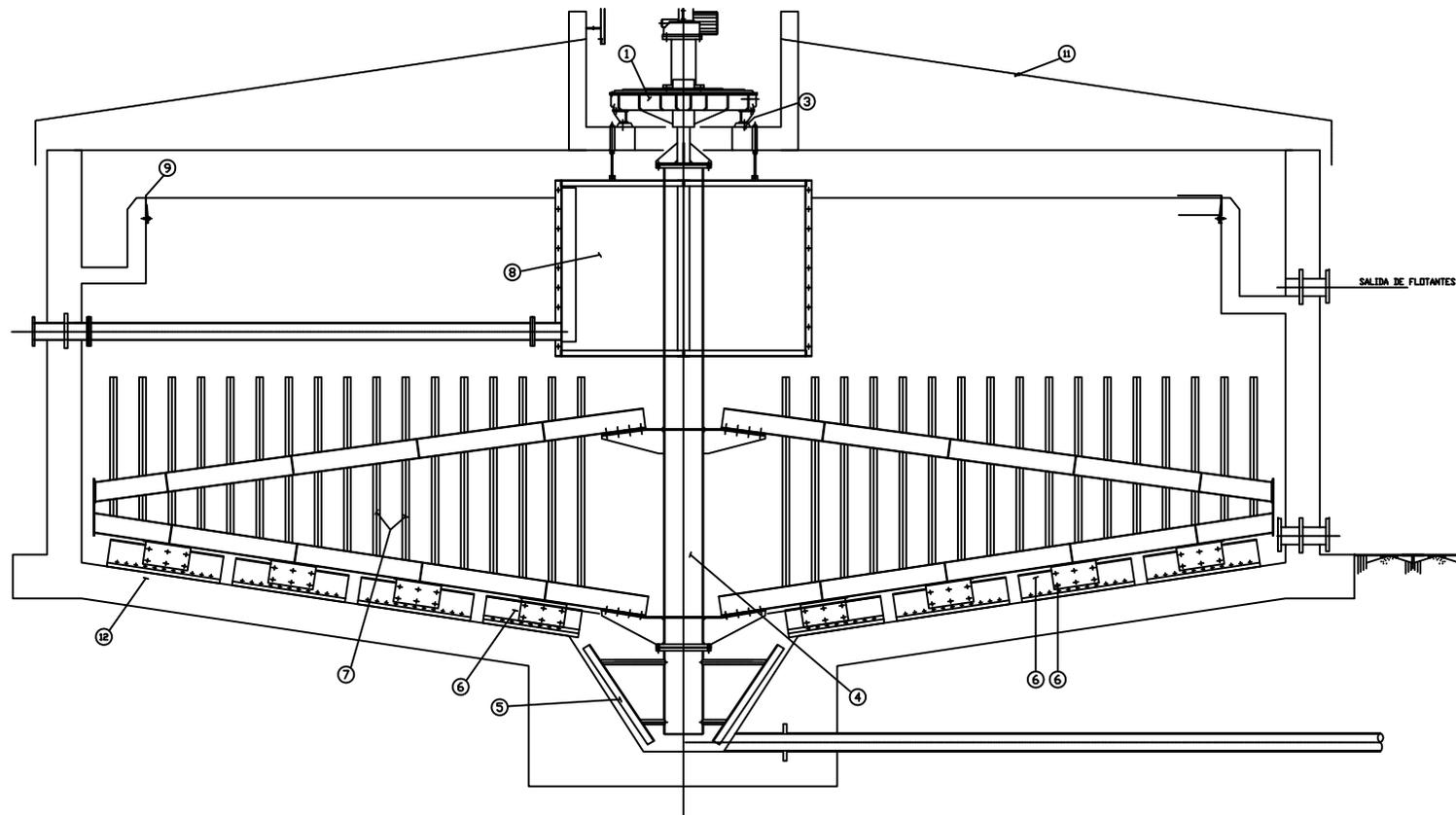
E.D.A.R RIBEIRA

AUTOR Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Núm. PLANO 6/10	FECHA: FEBRERO 2008
ESCALA 1:50	
FIRMA:	TÍTULO: TANQUE DE AIREACIÓN



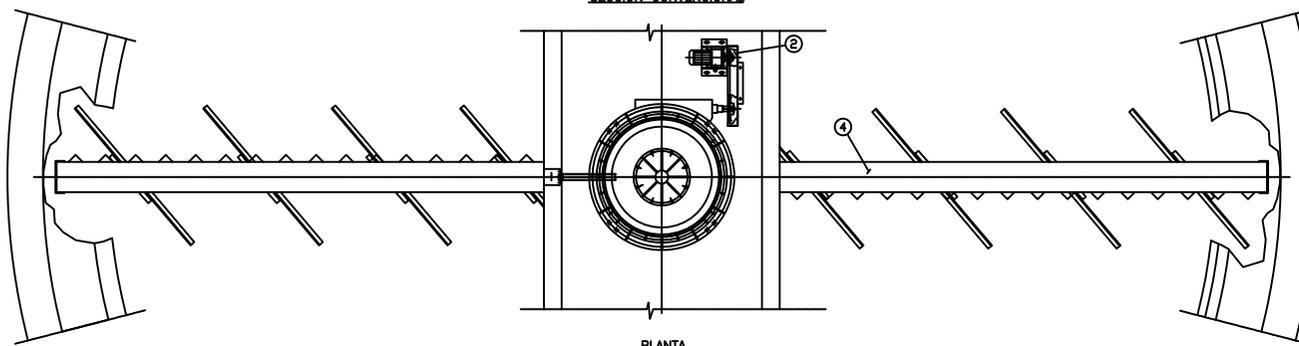
E.D.A.R RIBEIRA

AUTOR Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Núm. PLANO 7/10 ESCALA 1:50	FECHA: FEBRERO 2008
FIRMA:	TÍTULO: DECANTADOR SECUNDARIO



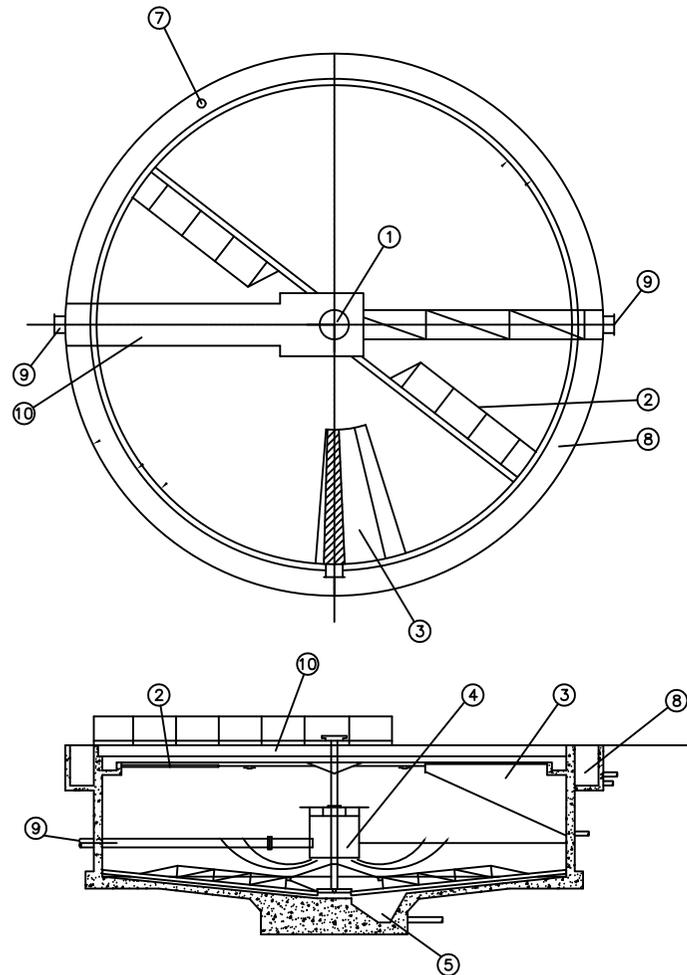
MARCA	DENOMINACION
1	CABEZA DE ARRASTRE CON ELEVACION
2	CADENA/PIÑONES Y SOP. TRANS. ELEC.
3	ANCLAJE CABEZA DE ARRASTRE
4	TUBO ARRASTRE RASQUETAS DE FONDO
5	RASQUETA FDSA DE FANGOS
6	RASQUETAS BARREDORAS DE FANGO
7	BARRAS DE ESPESAMIENTO
8	CAMPANA DEFLECTORA
9	VERTEBERO
10	ESCALERA DE ACCESO A LA PASARELA
11	CUBIERTA
12	FORMAS DE OBRA CIVIL

SECCION CONVENCIONAL



PLANTA

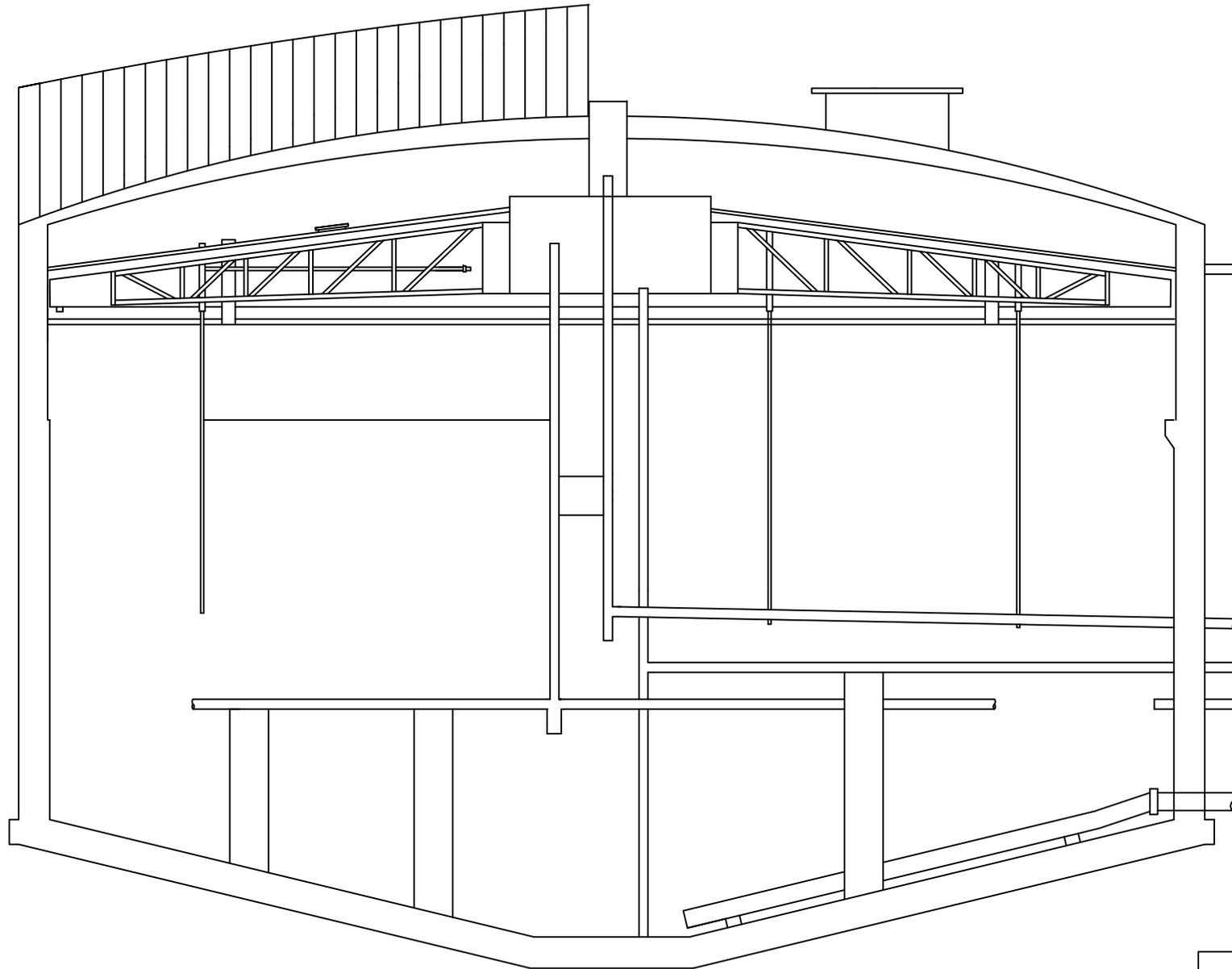
E.D.A.R RIBEIRA	
AUTOR Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Núm. PLANO 8/10	FECHA: FEBRERO 2008
ESCALA 1:50	
FIRMA:	TÍTULO: ESPESADOR POR GRAVEDAD



DESIGNACION	DEFINICION
1	MOTOR DE ACCIONAMIENTO
2	PALAS RECOGEDORAS
3	CAJON DE ESPUMA.
4	CILINDRO DIFUSOR.
5	POCETA DE FANGOS.
6	SALIDA EFLUENTE.
7	TOMA DE RECIRCULACION.
8	CANAL DE CLARIFICADD.
9	ENTRADA DE AGUA.
10	PASARELA DE ACCESO.

E.D.A.R RIBEIRA

AUTOR Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Núm. PLANO 9/10	FECHA: FEBRERO 2008
ESCALA 1:50	
FIRMA:	TÍTULO: ESPESADOR POR FLOTACIÓN



E.D.A.R RIBEIRA

AUTOR Vicente Santiago Sarasquete	PROYECTO FIN DE CARRERA INGENIERÍA QUÍMICA UCA (SENECA)
Num. PLANO 10/10	FECHA: FEBRERO 2008
ESCALA 1:50	
FIRMA:	TÍTULO: DIGESTOR ANAEROBIO

FACULTAD DE CIENCIAS

TÍTULO DE INGENIERO QUÍMICO



PROYECTO FIN DE CARRERA

**DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES DEL
MUNICIPIO DE SANTA EUGENIA DE RIBEIRA**

**DOCUMENTO N°3
PLIEGO DE CONDICIONES**

Vicente Santiago Sarasquete

Febrero 2008

INDICE

INDICE.....	1
1. OBJETO DEL PLIEGO	4
1.1 NOMENCLATURA DESTACADA	4
1.2 DEFINICIONES.....	5
2. BASES GENERALES	6
2.1 CONCURSOS	6
2.2 DOCUMENTACIÓN TÉCNICA SUMINISTRADA	7
POR EL PROPIETARIO	7
2.3 SUMINISTRO DE DATOS	7
2.4 REQUISITOS PARA LA ADMISIÓN.....	8
2.5 PROPUESTAS	8
3. CONDICIONES GENERALES.....	9
3.1 CONTRATO	9
3.1.1 Intención del contrato	9
3.1.2 Idioma oficial del contrato.....	9
3.1.3 Trabajos no incluidos	10
3.1.4 Documentos contractuales.....	10
3.1.5 Fianza	10
3.1.6 Formalización del contrato	11
3.2 PLAZOS A CUMPLIR	12
3.2.1 Programa de trabajo.....	12
3.2.2 Revisión y aceptación del programa de trabajo.....	12
3.2.3 Iniciación de las obras	13
3.2.4 Retrasos	13
3.2.5 Coordinación con otros contratistas	14
3.2.6 Ampliación del plazo.....	14
3.2.7 Bases para la ampliación del plazo.....	15
3.2.8 Fecha de finalización de la obra	15
3.3 EJECUCIÓN DEL TRABAJO.....	16
3.3.1 Ejecución	16
3.3.2 Mano de obra	16

3.3.3	Características de los equipos empleados.....	17
3.3.4	Aceptación de la obra	17
3.3.5	Cooperación del Contratista Principal.....	17
3.3.6	Cooperación entre contratistas.....	18
3.3.7	Inspección de la obra	19
3.4	CONTROL DE LOS MATERIALES	20
3.4.1	Calidad de los materiales	20
3.4.2	Precio de los materiales	21
3.4.3	Transporte de materiales y almacenamiento	21
3.4.4	Inspección en planta	22
3.4.5	Manipulación de los materiales	22
3.4.6	Materiales defectuosos	22
3.4.7	Inspecciones de los materiales.....	23
3.4.8	Seguros	23
3.5	RESPONSABILIDADES JURÍDICAS DEL CONTRATISTA.....	24
3.5.1	Leyes aplicables por el contratista.....	24
3.5.2	Pagos y permisos	24
3.5.3	Seguridad y accidentes de trabajo	24
3.5.4	Responsabilidades en caso de accidente.....	25
3.5.5	Seguros	26
3.5.6	Obligaciones del contratista.....	26
3.5.7	Rescisión del contrato.....	26
3.6	SUBCONTRATACIONES	27
3.6.1	Subcontratos	27
3.6.2	Pago a los subcontratistas	27
3.7	PAGO Y GARANTÍA	28
3.7.1	Moneda y sistema de unidades utilizado	28
3.7.2	Certificación de los pagos	28
3.7.3	Recepción definitiva.....	28
3.7.4	Garantía	29
4.	PRESCRIPCIONES TÉCNICAS.....	30
4.1	CARACTERÍSTICAS.....	30
4.1.1	Objeto	30
4.1.2	Documentos incluidos	30

4.1.3	Disposiciones técnicas legales.....	30
4.1.4	Relación entre documentos.....	32
4.1.5	Iniciación de las obras	32
4.2	OBRA.....	33
4.2.1	Canal de entrada	33
4.2.2	Canal de desbaste	33
4.2.2.1	Reja de gruesos.....	34
4.2.2.2	Reja de finos	34
4.2.3	Desarenador aireado	35
4.2.4	Decantador primario	35
4.2.5	Tanque de aireación.....	36
4.2.6	Decantador secundario	36
4.2.7	Tanque de floculación (tratamiento físico-químico)	37
4.2.7.1	Depósito almacenamiento cloruro férrico (FeCl ₃).....	37
4.2.7.2	Silos de cal.....	38
4.2.7.3	Decantador lamelar.....	38
4.2.8	Espesador por gravedad de lodos primarios	39
4.2.9	Espesador por flotación de lodos biológicos	39
4.2.9.1	Calderín de presurización	40
4.2.10	Digestor anaerobio de lodos mixtos	40
4.2.10.1	Gasómetro.....	41
4.2.11	Filtros banda	41
4.2.11.1	Acondicionamiento y deshidratación de lodos.....	41
4.2.11.2	Depósito tampón de lodos procedentes digestor anaerobio.....	42
4.2.11.3	Depósito tampón de lodos físico-químicos	42
4.2.12	Motor de cogeneración	43

1. OBJETO DEL PLIEGO

El Pliego de Condiciones constituye el conjunto de instrucciones, normas, prescripciones y especificaciones que, junto con lo indicado en la Memoria, Planos y Presupuestos, definen todos los requisitos a cumplir por las obras.

Los documentos adjuntos contienen, además de la descripción general de las obras, las condiciones que han de cumplir los materiales y las instrucciones para la ejecución, medición y abono de las unidades de dichas obras, siendo por tanto la norma y guía que ha de seguir en todo momento el Contratista Principal.

NOMENCLATURA DESTACADA

Existen una serie de términos que se repiten a lo largo del Pliego y que se definen:

- Propietario: Es la compañía que proyecta la ejecución de la estación depuradora. Su autoridad está representada por el director general.
- Contratista Principal: Es la empresa encargada del diseño, puesta en marcha y supervisión de la E.D.A.R.
- Subcontratistas: Son contratistas contratados por el Propietario y/o el Contratista Principal y prestan sus suministros para la construcción de E.D.A.R
- Ingeniero: Es aquella persona designada por el Propietario y/o el Contratista Principal y/o los subcontratistas para actuar como tal durante el proyecto y la realización de la obra.
- Proveedores: Personas o entidades contratadas por el Contratista Principal para el suministro de materiales, equipos o maquinaria necesarios para poder realizar la obra.

En caso de ocurrir un desacuerdo entre las distintas partes, el poder de decisión lo tiene el Propietario, que es el que decide quien continúa o quién se va.

DEFINICIONES

A lo largo del presente Pliego se emplearán los siguientes términos que se definen como:

- Pliego de condiciones: Conjunto de instrucciones, normas, prescripciones y especificaciones que, junto con lo indicado en la Memoria, Planos y Presupuestos, definen todos los requisitos a cumplir por las obras.
- Contratos o documentos contractuales: Son las diversas partes del contrato citadas en el Pliego (ver apartado 3.1).
- Trabajo contractual: Trabajo exigido por el Contratista por una o varias partes del contrato.
- Trabajo extra: Trabajo no incluido en el contrato en el momento de su ejecución pero que, posteriormente, si será incluido.
- Obra: Conjunto de trabajos que se realizan para llevar a cabo el proyecto.
- Equipos de proceso: Deben cumplir las especificaciones y las normas de seguridad vigente. La empresa adjudicataria del proyecto se responsabilizará de estos cumplimientos.

2. BASES GENERALES

CONCURSOS

Constituyen objeto de concurso restringido las empresas que el Propietario juzgue oportuno invitar para la realización de las obras de la E.D.A.R. del municipio de Ribeira.

El Propietario se reserva el derecho a introducir modificaciones de detalle o a exigir la prestación de servicios o suministros suplementarios que el Contratista pueda prestar o realizar.

El Contratista Principal dará preferencia, en igualdad de condiciones, a materiales y servicios de origen español.

Los Concursantes deberán presentar un Cuadro de Precios Unitarios, reseñando todos los que figuren en el Cuadro de Precios del Anteproyecto.

Presentarán asimismo los Presupuestos Parcial y General correspondientes, una descripción de la organización de sus trabajos en la que se encuentre incluida la relación del personal técnico que tendrá a su cargo durante la realización de las obras, y una lista detallada de la maquinaria o medios a utilizar, con sus requerimientos y sus capacidades, para cumplir los plazos establecidos. Asimismo, indicará las fechas límites en que se debe recibir del Propietario la información complementaria necesaria para poder desarrollar sus trabajos de acuerdo con el plan de obra previsto.

No se considerará válida ninguna oferta que se presente fuera de plazo de validez señalado en la carta de invitación o que no conste de todos los documentos que se señalen en los apartados correspondientes del presente Pliego.

DOCUMENTACIÓN TÉCNICA SUMINISTRADA POR EL PROPIETARIO

Por el hecho de acusar recibo de encargo, el Contratista reconoce haber recibido del Propietario todos los datos y documentos de base necesarios para los estudios y proyectos.

El Contratista debe pedir al Propietario, con la antelación suficiente, todas las informaciones complementarias y de detalle indispensables para la buena ejecución del suministro.

Los documentos técnicos que el Propietario pone a disposición de las Empresas Constructoras son:

- Planos
- Pliegos de condiciones generales y particulares
- Resultados de las mediciones
- Relación entre las unidades
- Datos de ensayos realizados

SUMINISTRO DE DATOS

Las cantidades y mediciones indicadas en el modelo de las ofertas se estiman correctas y sirven para comparar distintos presupuestos.

Todos aquellos datos que el suministre el Propietario durante la ejecución del contrato deben ser cuidadosamente revisados por el Contratista. En caso de errores u omisiones, el Contratista deberá proponer las modificaciones que estime convenientes (las cantidades indicadas pueden reducirse o incrementarse u omitirse sin variar el precio unitario) para una buena ejecución del suministro.

En caso de errores u negligencias durante la obtención de los datos que afecten al contrato y a la ejecución de la obra, la responsabilidad caerá sobre el contratista.

Para la elaboración del presupuesto el Contratista Principal deberá realizar un estudio detallado del terreno sobre el que se van a realizar la obras, los planos, los pliegos de condiciones y las condiciones del contrato

REQUISITOS PARA LA ADMISIÓN

Todas las empresas nacionales, extranjeras, individuales o asociadas que así lo deseen podrán optar a la adjudicación de las obras. Para ello deben cumplir con las condiciones del contrato, la legislación general presente y las bases presentes, y deben ser previamente admitidas a la licitación por el propietario.

PROPUESTAS

Las propuestas se realizarán sobre la base de las mediciones y alcance de los trabajos proporcionados por el Propietario.

No se considerará válida ninguna propuesta que se presente fuera de plazo de validez señalado en la carta de invitación o que no conste de todos los documentos que se señalen en los apartados correspondientes del presente Pliego.

El plazo de ejecución de las obras no podrá exceder el establecido por el Propietario para la finalización de las mismas.

Los interesados deberán realizar cuantos estudios estimen necesarios para ejecutar la obra, ajustándose a los Planos y a los Pliegos de Condiciones.

3. CONDICIONES GENERALES

CONTRATO

Intención del contrato

El Contratista Principal y los Subcontratistas son los únicos responsables de la totalidad del suministro (material, mano de obra, equipos, instrumentos, maquinaria,...) y servicios que se indican en el contrato, en estricto cumplimiento de las disposiciones contractuales y de las buenas normas de la técnica. Esta responsabilidad implica que serán de su cuenta las modificaciones, reparaciones y sustituciones al exacto cumplimiento del contrato, así como las indemnizaciones justificadas por perjuicios causados por deficiencias, errores o atrasos laborales.

La lista de proveedores y principales empresas colaboradoras del Contratista Principal establecida en común acuerdo, entre éste y el Propietario, no podrá ser modificada sin la aprobación previa, escrita del Propietario.

No podrá el Contratista Principal ceder ni traspasar a terceros ninguna de sus obligaciones o derechos, ni utilizar en la ejecución de los trabajos otras empresas o sociedades que las que figuran en el contrato como aceptadas por el Propietario.

Cualquiera de las dos partes que interviene en el contrato puede solicitar la elevación a escritura pública del convenio de adjudicación, corriendo en este caso los gastos que origine dicha elevación por cuenta de la parte peticionaria.

Idioma oficial del contrato

El idioma oficial del contrato es el castellano. Se podrían aceptar contratos en francés o inglés pero exigiendo siempre traducciones a la lengua española.

Trabajos no incluidos

Existen trabajos (construcciones, remediar condiciones,...) que no están incluidos en los contratos. En ese caso el Propietario deberá confeccionar un Pliego de Condiciones Complementarias que se considerará como nuevo Pliego de Condiciones.

Documentos contractuales

Los contratos constan de los siguientes documentos:

- Las bases de concurso
- La propuesta
- La fianza provisional
- El pliego de condiciones general
- El pliego de condiciones particular
- La fianza definitiva
- El contrato
- Los planos contractuales
- Los apéndices
- Las disposiciones cuya inclusión en el contrato sea obligatoria
- El aviso de adjudicación

Fianza

La Ley del 22 de Diciembre de 1960 establece que el adjudicatario debe presentar una fianza definitiva del diez por ciento (10 %) de su oferta, normalmente mediante un aval entregado por un Banco (oficial o privado, inscrito en el Registro General de Bancos y Banqueros).

Ésta fianza será retenida por el Propietario durante el periodo de garantía (ver apartado 3.7.4) y será devuelta al Contratista Principal una vez finalice éste.

Formalización del contrato

Serán de cuenta del Contratista Principal los gastos fiscales y todo tipo de gastos a que dé lugar la formalización del Contrato. El documento contractual debe ser suscrito por éste, en el plazo de quince (15) días desde la fecha en que se haya acreditado la constitución de la fianza definitiva.

PLAZOS A CUMPLIR

Programa de trabajo

El programa general de los trabajos (estudios, aprovisionamiento, fabricación, transporte, montaje y ensayos) se debe presentar con la propuesta y deberá respetar los datos claves indicados en estas normas e información complementaria facilitada. El plazo de presentación de este programa detallado será de treinta (30) días a partir de la fecha de adjudicación.

El programa de trabajo incluirá los siguientes datos:

- Fijación de la clase de obras que integran en proyecto e indicación del volumen de las mismas
- Determinación de los medios necesarios (instalaciones, equipos y materiales) con expresión de sus rendimientos medios.
- Fechas de conclusión de cada uno de los trabajos señalados en el trabajo inicial, así como la fecha intermedia (el incumplimiento de ésta dará lugar a la aplicación de penalidades).
- Gráfico de las siguientes actividades en un diagrama espacio-tiempo o PERT.
- Variación mensual o acumulada de las obras programadas sobre la base de precios unitarios de adjudicación.

Revisión y aceptación del programa de trabajo

Cuando sea conveniente el Programa de Trabajo debe ser revisado por el Contratista Principal (cuando el Ingeniero lo considere oportuno) pero no podrá ser alterado sin la conformidad expresa del Propietario. Además, siempre que éste proponga una alteración del programa, el Contratista se compromete a hacer todo lo posible para realizar esta alteración, lo mismo se trate de adelantar como de atrasar un suministro.

Una vez haya sido revisado (en caso necesario) el programa se acepta y dan comienzo las obras. Los plazos de iniciación y terminación de éstas deben ser respetados y no pueden ser modificados sin una justificación (ver apartado 3.2.6).

Iniciación de las obras

Cuando el Programa de trabajo sea aceptado por el Propietario se dará la orden para iniciar la obra.

El Adjudicatario dará comienzo a las obras en un plazo de diez (10) días como máximo desde la aceptación del Programa de trabajo, desarrollándolas en la forma necesaria para que la ejecución total se lleve a efecto dentro del plazo exigido por el Contrato realizado con el Propietario.

Antes del inicio de las obras se procederá al replanteo general de las mismas, juntamente con el Director y Subdirector de Obra, realizándose el correspondiente Acta de Replanteo, que quedará plasmado en el Libro de Órdenes, considerándose dicha fecha como la del inicio de obra.

El Contratista Principal debe exigir a pie de obra toda la maquinaria y equipos que prometió durante la oferta y, el Propietario, incluirá aquello que considere necesario para la realización del trabajo.

Retrasos

Si los trabajos se desarrollan con retraso en relación con el programa aprobado, serán aplicadas las penalidades correspondientes.

Si el retraso fuera producido por motivos no imputables al Adjudicatario, éste puede solicitar de la Propiedad una prórroga del plazo de ejecución de sus trabajos. La Propiedad concederá una prórroga que será igual al tiempo perdido, a no ser que el Adjudicatario pidiera otra menor. La petición de prórroga por parte del Adjudicatario deberá tener lugar en el plazo máximo de un mes desde el día que se produzca la causa originaria del retraso, alegando las razones por las que se estime no serle imputable y señalando el tiempo probable de su duración.

En caso de que el Adjudicatario no solicitase prórroga en el plazo anteriormente señalado, se entenderá que renuncia a su derecho y que considerará, a efectos de la

aplicación del contrato, que los retrasos que se produzcan en relación con el programa de trabajos contractual son imputables al Adjudicatario.

Coordinación con otros contratistas

Se pueden emplear otros contratistas durante el periodo de realización de las obras pero el Contratista Principal debe coordinar su trabajo con los demás según las órdenes del Propietario.

El Propietario puede suspender todos los pagos en caso de que el Contratista Principal no cumpla con las normas de coordinación.

Ampliación del plazo

En caso de que el Adjudicatario solicite una prórroga el Propietario puede ampliar el plazo de la obra.

La solicitud de la prórroga debe hacerse por escrito (en el plazo de un mes desde el día en que se produce la demora) al Contratista Principal indicando las causas de la demora, las fechas de comienzo y finalización de la obra y el número de días de demora que se producirán.

Bases para la ampliación del plazo

El contratista Principal sólo tiene derecho a la ampliación del plazo de la obra en caso de que:

- Actos u omisiones de otros subcontratistas de la misma obra
- Actos u omisiones del Propietario, funcionarios, agentes o empleados.

Existen causas que están fuera del control del Propietario y del Contratista Principal, por ejemplo, atentados, catástrofes, guerras,... Éstas imposibilitan la realización del trabajo en el periodo establecido. Es por ello que se realiza una ampliación del plazo de manera que se añaden el número de días de demora determinados por el Propietario debidos únicamente a tales causas, siempre que se hayan cumplido todos los requisitos indicados en los apartados anteriores.

Fecha de finalización de la obra

El Contratista ha de terminar la obra dentro del plazo indicado o, en caso de demora, en el plazo ampliado.

Como fecha de terminación se toma aquella en la que el Ingeniero haya aceptado definitivamente dicho trabajo (se considera como válido), o en el caso de que el proyecto tenga una cláusula de conservación, las del final del periodo de conservación estipulado.

EJECUCIÓN DEL TRABAJO

Ejecución

El trabajo deberá realizarse empleando los mejores medios disponibles, empleando materiales y mano de obra de alta calidad, cumpliendo con los requisitos del Propietario.

Mano de obra

El Contratista Principal deberá tener siempre en la obra el número de operarios proporcionado a la extensión y clase de trabajos que esté ejecutando.

El personal que, como encargado, capataz, oficial, ayudante o peón, tenga el Contratista Principal realizando unidades de obra, debe ser cualificado y responsable, al igual que todo el personal dependiente de otros contratistas, que en todo momento acatarán las órdenes dictadas por la Dirección de Obra.

Los operarios serán de aptitud reconocida y experimentados en sus respectivos oficios, y constantemente ha de haber en la obra una persona responsable y encargada del conjunto.

La Dirección de la Obra podrá prohibir la permanencia en obra de determinado personal del Adjudicatario, por motivo de faltas de obediencia y respeto, o a causa de actos que comprometan o perturben, a juicio de la misma, la marcha de los trabajos. El Adjudicatario podrá recurrir si entendiéndose que no hay motivo fundado para dicha prohibición.

Características de los equipos empleados

Todo el equipo o maquinaria que se ponga para su empleo en la ejecución del trabajo deberá ser del tamaño y condición mecánica necesarios para cumplir con los requisitos del trabajo y los exigidos en cuanto a calidad.

El equipo o maquinaria empleados deberá ser tal que no ocasionen daños a la carretera, terrenos adyacentes y otras carreteras. El Ingeniero podrá obligar al Contratista a retirar cualquier equipo insatisfactorio.

Aceptación de la obra

Una vez que la obra haya sido realizada y que el Contratista Principal informe de que el proyecto ha sido terminado, el ingeniero procederá a una inspección semidefinitiva. Si ésta es buena, el Ingeniero, la considerará definitiva, y, mediante un escrito se lo constatará al Contratista Principal en un plazo de diez (10) días.

Si el resultado de esta inspección es insatisfactorio, el Ingeniero deberá dar las Instrucciones (sustitución del material defectuoso, nueva realización de los trabajos,...) necesarias e imprescindibles para la aceptación final y, el contratista, deberá adaptarse a ellas.

Una vez efectuadas las correcciones pertinentes se realizará una nueva inspección final y, si es superada, se dará la obra por terminada. El Ingeniero, mediante un escrito se lo constatará al Contratista Principal en un plazo de diez (10) días.

Cooperación del Contratista Principal

El contratista principal le prestará a la obra atención constante para facilitar el progreso de la misma y cooperará con el ingeniero, sus inspectores y demás contratistas, en todos los modos posibles.

Cooperación entre contratistas

Dentro de una obra, el Propietario puede contratar y ejecutar otra sobre la obra cubierta. Estos subcontratistas conducirán su obra de manera que no impidan la realización del trabajo de los demás contratistas.

La coordinación de las actividades del Contratista Pincipal necesarias para la ejecución del suministro con la de otros contratistas o con cualquier entidad ajena al contrato con quien hay necesidad de tratar es de la competencia del Propietario.

Siempre que el Contratista Principal establezca contacto con otros contratistas para tratar de asuntos relativos a la buena ejecución del suministro, se obliga a enviar al Propietario copias de las comunicaciones y correspondencia producida; las decisiones tomadas durante tales contactos sólo tendrán efecto en relación con el Propietario si éste las aprobase por escrito. Si como consecuencia de los anteriores contactos surgieran diferencias o dificultades, el Adjudicatario deberá pedir una reunión con los representantes de la Propiedad (ingenieros o sus representantes), que las resolverán de acuerdo con los contratos establecidos con los contratantes interesados. Las reuniones de esta naturaleza deberán ser solicitadas con un mínimo de diez (10) días de antelación.

El Propietario, siempre que lo juzgue conveniente, convocará, por su iniciativa o a petición del Contratista Principal, reuniones con éste y, si es necesario, con otros contratantistas, a fin de discutir y resolver, de acuerdo con el programa de trabajos aprobado, los problemas que resulten de la coordinación de los trabajos en curso, de la ocupación sucesiva de locales en la obra, de la disponibilidad de medios de utilización común y en uso.

Cuando varios contratistas y suministradores trabajen en la misma obra, cada uno de ellos es responsable de los daños y perjuicios de toda clase que pudieran derivarse de su propia actuación. Si utilizan las instalaciones generales pertenecientes a uno de ellos, se pondrán de acuerdo sobre este uso suplementario y sobre el reparto de los gastos correspondientes.

Inspección de la obra

El Propietario se reserva el derecho a efectuar directamente o por medio de una entidad de su elección (normalmente a través del Ingeniero o sus representantes), la inspección de la fabricación de los equipos con vistas al cumplimiento de los plazos, a la calidad de los materiales y a las técnicas empleadas, tanto en las fábricas o instalaciones del Adjudicatario, como en la de sus suministradores.

El Ingeniero o sus representantes tendrán acceso a todas las partes de la obra, y el Contratista Principal les prestará información y ayudas necesarias para llevar a cabo una inspección completa y detallada.

El personal de la inspección de la Propiedad podrá ordenar la suspensión de los trabajos que no estuviesen ejecutados de acuerdo con las condiciones y especificaciones contractuales. La orden de suspensión será confirmada por escrito.

3.4 CONTROL DE LOS MATERIALES

3.4.1 Calidad de los materiales

Todas las materias primas suministradas por el Adjudicatario, figuren o no en los documentos del presente Proyecto, deberán reunir las condiciones de calidad exigibles en la buena práctica de la construcción. La aceptación por la Propiedad de una marca, fábrica o lugar de extracción no exime al Adjudicatario del cumplimiento de estas prescripciones.

Las fuentes de suministro de cada uno de los materiales será aprobada por el Ingeniero antes de comenzar la entrega. Si después de la prueba resulta que la fuente de suministro no produce productos uniformes y satisfactorios, o si el producto procedente de cualquier fuente resulta inaceptable en cualquier momento, el Contratista suministrará materiales de otras fuentes.

La prueba de los materiales será realizada por el propietario o a expensas de éste.

Si el contratista desea suministrar materiales de otros depósitos locales distintos a aquellos que, en su caso, hayan sido aprobados por la obra, procurará obtener la aprobación de la fuente por parte del Ingeniero.

3.4.2 Precio de los materiales

El precio de los materiales y equipos que componen el suministro comprenderá:

- Coste en factoría de los materiales y equipos, sean de procedencia nacional o extranjera incluido embalaje adecuado. En caso de poder elegir se emplearán materiales de producción nacional antes que los de producción extranjera.
- Coste del transporte de factoría a pie de obra y distribución en la propia obra.
- Coste del seguro de transporte.
- Coste unitario de las piezas de repuesto que se establezcan

El Contratista dará preferencia, en igualdad de condiciones, a materiales y servicios de origen español.

3.4.3 Transporte de materiales y almacenamiento

Salvo indicación en contra por parte del Propietario, compete al Contratista Principal transportar todos los materiales y equipos objeto del suministro desde sus fábricas a las instalaciones de la obra, colocándolos en buenas condiciones de manejabilidad, conservación y seguridad en los lugares a ese fin destinados por el Propietario.

Los trámites aduaneros de los equipos fabricados en el extranjero y de los materiales (partes, piezas o accesorios) destinados a ser incorporados a los equipos fabricados en España, serán hechos por el Contratista Principal en nombre de la Propietario.

3.4.4 Inspección en planta

Si el volumen de la obra, la marcha de la construcción y otras consideraciones lo justifican, el ingeniero puede proceder a la inspección del material o de los artículos manufacturados en sus respectivas fuentes.

El propietario se reserva el derecho de ensayar todos los materiales que hayan sido aprobados y aceptados en la fuente de suministro después de que dichos materiales hayan sido entregados y rechazar, aquellos que al sufrir nuevas pruebas no cumplan el pliego de condiciones.

3.4.5 Manipulación de los materiales

Los materiales se manipularán con cuidado de tal forma que mantengan su calidad y aptitud para la obra.

Se transportarán desde el lugar de almacenamiento hasta la obra en vehículos estancos, contruidos de modo que se eviten las pérdidas o segregaciones de materiales después de la carga y medición, con objeto de que no pueda haber desajustes en las cantidades de materiales previstas para su incorporación a la obra una vez cargados.

3.4.6 Materiales defectuosos

Cuando los materiales no fuesen de la calidad requerida en este Pliego de Condiciones o no tuviesen la preparación en éste exigida, o cuando a falta de prescripciones formales se reconociese o demostrase que no son adecuados para su función, la Propiedad dará orden al Adjudicatario para que a su costa los reemplace por otros que satisfagan o cumplan el objetivo al que se destinen.

El Adjudicatario, a su costo, transportará y colocará los materiales no utilizables, agrupándolos ordenadamente y en el sitio de la obra que, por no causar perjuicios a la marcha de los trabajos, se le designe. Los materiales procedentes de las excavaciones, derribos, etc., que no sean utilizables en la obra se retirarán de ésta o se llevarán al vertedero.

Si a pesar de todo fuesen advertidas faltas en un material aprobado y colocado, dicho material podría ser retirado a cuenta del Adjudicatario

3.4.7 Inspecciones de los materiales

Con objeto de facilitar la inspección y prueba de los materiales, el Contratista Principal notificará al Ingeniero, con dos semanas de antelación, los materiales procedentes de fuentes comerciales de suministro.

3.4.8 Seguros

El seguro de materiales y equipos en tránsito será efectuado por el Contratista Principal, a no ser que el Propietario haga constar expresamente que hará el seguro por su cuenta.

3.5 RESPONSABILIDADES JURÍDICAS DEL CONTRATISTA

3.5.1 Leyes aplicables por el contratista

El Contratista Principal deberá estar informado de los preceptos sobre Seguridad e Higiene en el Trabajo que contengan las Ordenanzas Laborales, Reglamentos de Trabajo, Convenios Colectivos y Reglamentos de Régimen Interior en vigor. Además deberá respetar el R.D. 204/1994 de 16 de junio sobre Seguridad Industrial.

Además, deberá respetar todas las leyes y, en caso de violación de éstas, indemnizará al Propietario y a sus representantes.

3.5.2 Pagos y permisos

El Contratista Principal debe conseguir todos los permisos y licencias exigidas por la Ley. Además debe pagar todos los gastos e impuestos, y dará los avisos necesarios para la debida realización de la obra.

En caso de que el Contratista Principal emplee un diseño, equipo, material o proceso patentado, debe adquirir su uso mediante un acuerdo jurídico con el propietario de la patente. En caso de incumplimiento de esta norma, el Contratista Principal debe indemnizar al Propietario como consecuencia de los costes y daños que este deba afrontar debidos a la infracción realizada.

3.5.3 Seguridad y accidentes de trabajo

El Contratista Principal queda obligado al cumplimiento de la normativa referente al estudio de Seguridad e Higiene en el Trabajo vigente y, en especial, a todo lo que se contempla en el Real Decreto 555/1986 del 21/02/86 (B.O.E. 21/03/86).

Todos cuantos aparatos, maquinaria, herramientas y medios auxiliares emplee el Contratista Principal en la ejecución de las obras deberán reunir las máximas condiciones de seguridad y resistencia, así como cumplir con todas las normas oficiales dictadas al efecto.

El personal del Contratista Principal está obligado a utilizar todos los dispositivos y medios de protección personales necesarios para eliminar o reducir los riesgos profesionales, pudiendo el Ingeniero suspender los trabajos si estima que el personal está expuesto a peligros no corregibles.

Además, el Contratista proveerá a los empleados los acomodos que sean necesarios según las exigencias del Gobierno y las autoridades locales.

3.5.4 Responsabilidades en caso de accidente

Toda la responsabilidad en los accidentes que pudieran ocurrir por el empleo de materiales defectuosos, por imprudencias o por el incumplimiento de lo anteriormente citado, recaerá exclusivamente en el Contratista. Serán también de su exclusiva cuenta las multas en las que incurra por contravenir las disposiciones oficiales, así como los daños y desperfectos ocasionados a terceros en sus personas, bienes o haciendas.

Para evitar en la manera de lo posible los incendios, de acuerdo con la Norma UNE 23-727-90, se clasifican los materiales de construcción en función de su grado de combustibilidad. Así pues se emplearán los materiales, que, en la medida de lo posible minimicen los efectos del fuego. En caso de incendio, se respetará la normativa y legislación vigente de obligado cumplimiento para el Contratista Principal.

3.5.5 Seguros

El Contratista Principal está obligado, después de la comprobación del replanteo y antes del comienzo de la obra, a facilitar al Propietario la documentación que acredite haber suscrito, además de las correspondientes afiliaciones a la Seguridad Social, las siguientes pólizas de seguro:

- Seguro contra daños a terceros que se deriven de la ejecución del proyecto.
- Seguro de Accidentes de Trabajo en la Mutualidad Laboral correspondiente.
- Seguro de Automóviles para todos aquellos vehículos del Adjudicatario que tengan acceso a la obra.
- Seguro para toda maquinaria y equipo que el Adjudicatario utilice en el trabajo.
- Seguro de incendios para las obras, en Compañías de reconocida solvencia, inscrita en el Ministerio de Hacienda en virtud de la vigente Ley de Seguros

3.5.6 Obligaciones del contratista

El Contratista Principal le prestará a la obra atención constante para facilitar el progreso de la misma y cooperará con el Ingeniero, sus inspectores y demás contratistas, en todos los modos posibles.

En caso de suspensión de la obra, el Contratista se responsabilizará de todos los materiales

3.5.7 Rescisión del contrato

En el caso de que el Propietario ordene el cese absoluto de los trabajos, el contrato con el Contratista queda inmediatamente rescindido. Si el Propietario ordena su aplazamiento por más de un año, sea antes o después del comienzo de las obras, el Contratista tiene derecho a la rescisión del contrato, si lo solicita por escrito, sin perjuicio de la indemnización que, tanto en un caso como en el otro, le corresponda, si hay lugar a ello.

3.6 SUBCONTRATACIONES

3.6.1 Subcontratos

A menos que el contrato disponga lo contrario o que de su naturaleza y condiciones se deduzca que la obra ha de ser ejecutada directamente por el Adjudicatario, este último podrá contratar con terceros la realización de determinadas unidades de obra, cumpliendo para ello los siguientes requisitos:

- Notificar por escrito al Ingeniero del subcontrato a celebrar, las partes de obra a realizar y las condiciones económicas, de modo que éste las pueda autorizar previamente.
- Que las unidades de obra que el Adjudicatario contrate con terceros no excedan el 50% del presupuesto total de la obra principal.

La subcontratación deberá siempre supeditarse a la autorización previa por parte del Propietario.

En cualquier caso, el Propietario no quedará vinculado en absoluto, ni reconocerá ninguna obligación contractual entre él y el Subcontratista, de forma que cualquier subcontratación de obra no eximirá al Contratista Principal de ninguna de sus obligaciones respecto al Propietario.

3.6.2 Pago a los subcontratistas

El acuerdo entre el Contratista Principal y el Subcontratista contendrá los mismos términos y condiciones en cuanto al método de pago por obra, mano de obra y materiales a los porcentajes retenidos, que las que contiene el presente contrato.

El Contratista Principal pagará a todos los Subcontratistas por y a cuenta de la obra por estos hechos, de acuerdo con las cláusulas de sus respectivos subcontratos. El Contratista Principal deberá demostrar que ha hecho esos pagos si el Contratista así lo exige. Será el único responsable por las acciones o faltas de sus Subcontratistas, agentes o empleados, en la medida de su subcontrato.

3.7 PAGO Y GARANTÍA

3.7.1 Moneda y sistema de unidades utilizado

Los gastos de los bienes y servicios objeto del suministro serán expresados en moneda española y cubrirá la fabricación, el suministro y el montaje de todos los equipos ensayados y en funcionamiento, así como todos los repuestos y servicios adicionales que se especifiquen.

El sistema utilizado por el Ingeniero y sus representantes para la medición de la obra terminada es el sistema métrico decimal.

3.7.2 Certificación de los pagos

El importe de la obra ejecutada se le acreditará mensualmente al Contratista, en base a los certificados hechos por el Propietario, salvo que se establezca en los Contratos otra forma de pago. El certificado se hará usando las unidades de obra y los correspondientes precios unitarios.

3.7.3 Recepción definitiva

La recepción provisional o definitiva del trabajo se realizará conforme a las disposiciones correspondientes. El Propietario podrá efectuar recepciones parciales provisionales de acuerdo con las etapas del programa de trabajo, siempre que se considere que tales apreciaciones redundan e su interés.

Finalizado el período de garantía se efectuará un examen general del equipo y, en caso de resultar éste de conformidad, se procederá a la recepción definitiva, levantándose acta que será firmada por representantes cualificados del Propietario y del Contratista Principal.

3.7.4 Garantía

El Propietario tendrá como garantía el 10 % de la cantidad de pago certificado, devolviendo el mismo al Contratista Principal después de efectuar la recepción definitiva incluyendo el periodo de conservación.

En el contrato se indicará el porcentaje sobre el coste total de los suministros y servicios prestados por el Contratista, que no se abonarán hasta la terminación del plazo de garantía.

4. PRESCRIPCIONES TÉCNICAS

CARACTERÍSTICAS

Objeto

Las prescripciones técnicas rigen la ejecución de las obras comprendidas en el proyecto de la Estación Depuradora de Aguas Residuales del municipio de Santa Eugenia de Ribeira.

Documentos incluidos

Al contrato se incorporan los siguientes documentos:

- Pliego de Condiciones
- Planos
- Pliego de Prescripciones técnicas partalures
- Precios

Todos los documentos que se incluyen en la Memoria (materiales, equipos, maquinaria, justificación de precios,...) y demás documentos no contractuales se consideran documentos informativos.

Disposiciones técnicas legales

Las prescripciones de las instrucciones y normas que se muestran a continuación serán de aplicación con carácter general, y en todo aquello que no contradiga o modifique el alcance de las indicaciones que se incluyen en el presente Pliego de Condiciones, para los materiales y la ejecución de las obras.

- Artículo 1588 y siguientes del Código Civil, en los casos en que sea procedente su aplicación.

- Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión (B.O.E. 18 de septiembre de 2002)
- Reglamento de Aparatos a Presión (R.D. 1244/1979 de 4 de abril)
- Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado, aprobado por Decreto de 28 de junio de 1991.
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos, aprobado por Decreto 823/1993.
- Instrucción para la fabricación y suministro de hormigón preparado, aprobado por Orden Ministerial de 5 de mayo de 1972.
- Normas Básicas de la Edificación (NBE) del Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para tuberías y abastecimiento de agua (B.O.E. 02/20/74).
- Reglamento de Almacenamiento de Productos Químicos (APQ-001).
- Normas sismo-resistentes PGDS-1, aprobadas por Decreto 3209/1974 (B.O.E-21/11/74)
- R.D. 204/1994 de 16 de junio sobre Seguridad Industrial.
- Normas UNE y DIN aplicables
- Instrucciones complementarias MT-BY de 31 de Octubre de 1973 y 26 de Enero de 1978.
- Ley de aguas, 19/1985 de 2 de agosto
- Normas de Abastecimiento y Saneamiento de la Dirección General de Obras Hidráulicas.
- Real Decreto Ley 11/1995 del 28-12-1985, referente al tratamiento de las aguas residuales urbanas
- Cuantos preceptos sobre Seguridad e Higiene en el Trabajo contuvieren las Ordenanzas Laborales, Reglamentos de Trabajo, Convenios Colectivos y Reglamentos de Régimen Interior en vigor.

Relación entre documentos

Como se ha visto en el apartado anterior, en el caso de existir discrepancias entre las disposiciones técnicas y legales y las prescripciones del presente pliego, prevalecerá lo presente en el Pliego.

Iniciación de las obras

En los artículos 127 y 128 del Reglamento General de Contratación del Estado y en las cláusulas 24, 25 y 26 del Pliego de Cláusulas Administrativas Generales se indica lo referente a comprobación de replanteo e iniciación de las obras.

4.2 OBRA

Se describen a continuación las obras realizadas, cuya explicación, se encuentra en el Anexo de Cálculo de este mismo Proyecto

4.2.1 Canal de entrada

Unidades	1 canal	
Dimensiones	Pendiente del canal	0,5 %
	Sección	Rectangular
	Anchura del canal	0,6 m
	Altura útil	74 cm
	Altura construida	90 cm
Caudal de diseño	Máximo	68696 m ³ día ⁻¹
	Mínimo	7864 m ³ día ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.1 Planos 1 y 2	

4.2.2 Canal de desbaste

Unidades	3 canales	
Dimensiones	Pendiente del canal	0,5 %
	Sección	Rectangular
	Anchura del canal	0,4 m
	Altura construida	0,9 m
Capacidad	Caudal máximo a tratar	2862,33 m ³ h ⁻¹
	Caudal máximo por línea	954,11 m ³ h ⁻¹
	Caudal mínimo por línea	327,67 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.2.1.1 Planos 1 y 2	
Potencia instalada	7,8 kw	

4.2.2.1 Reja de gruesos

Unidades	3 rejillas	
Dimensiones	Ancho útil	1,20 m
	Alto útil	1,20 m
	Sobreelevación	2,1 m
	Anchura de barrotes	25 mm
	Separación libre entre barrotes	50 mm
Velocidad de la rasqueta	5 m min ⁻¹	
Potencia	1,5 c.v	
Pérdida de carga	18 cm aproximadamente	
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.2.1.2 Planos 1 y 2	

4.2.2.2 Reja de finos

Unidades	3 rejillas	
Dimensiones	Ancho útil	1,7 m
	Alto útil	1,20 m
	Sobreelevación	2,1 m
	Anchura de barrotes	7,5 mm
	Separación libre entre barrotes	15 mm
Velocidad de la rasqueta	5 m min ⁻¹	
Potencia	2 c.v	
Pérdida de carga	20 cm aproximadamente	
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.2.1.3 Planos 1 y 2	

4.2.3 Desarenador aireado

Unidades	3 desarenadores	
Dimensiones	Volumen	48,6 m ³
	Profundidad	2 m
	Anchura	3 m
	Longitud	4,7 m
Capacidad	Caudal de diseño	0,27 m ³ s ⁻¹
	Tiempo de detención	3 min
	Caudal mínimo por línea	142,69 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 2.2.2	
	Planos 1 y 2	
Consumos	Aire 2,35 m ³ min ⁻¹	

4.2.4 Decantador primario

Unidades	2 decantadores	
Dimensiones	Volumen	967,97 m ³
	Superficie útil	595,67 m ²
	Diámetro útil	21 m
	Altura construida	3 m
Capacidad	Caudal medio	774,38 m ³ h ⁻¹
	Caudal máximo	1203,10 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.3.1 y 3.2.1	
	Planos 1,2 y 3	

4.2.5 Tanque de aireación

Unidades	1 tanque aireación (6 celdas)	
Dimensiones	Sección	cuadrada
	Lado	12 m
	Alto	4 m
	Altura útil	3,5 m
	Volumen	881 m ³
Capacidad	Caudal medio	1188,14 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.4.3 y 3.3.4 Planos 1,2 y 6	
Potencia instalada	33 c.v (24,40 kw) por celda 262 c.v (195,20 kw) totales	

4.2.6 Decantador secundario

Unidades	2 decantadores	
Dimensiones	Volumen	1919,19 m ³
	Altura recta en vertedero	3 m
	Superficie útil	2559,05 m ²
	Diámetro útil	40 m
Capacidad	Caudal medio	1827,89 m ³ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.4.4 y 3.3.5 Planos 1,2 y 7	

4.2.7 Tanque de floculación (tratamiento físico-químico)

Unidades	1 tanque	
Dimensiones	Volumen	214,36 m ³
	Altura recta en vertedero	6,6 m
	Diámetro	6,6 m
	Diámetro impulsor	2,5 m
Capacidad	Caudal medio	428,72 m ³ h ⁻¹
	Tiempo de retención	30 min
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.4.2 y 3.3.1 Planos 1, 2 y 4	

4.2.7.1 Depósito almacenamiento cloruro férrico (FeCl₃)

Unidades	1 depósito	
Dimensiones	Volumen	17,78 m ³
	Altura	4 m
	Diámetro	2,4 m
Capacidad	Tiempo de aprovisionamiento	7 días
	Referencia	Anexo de cálculo, apartado 3.3.1.3 Planos 1 y 2

4.2.7.2 Silos de cal

Unidades	2 silos	
Dimensiones	Volumen	32,04 m ³
	Altura	4 m
	Diámetro	3,2 m
Capacidad	Tiempo de aprovisionamiento 7 días	
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 3.3.1.3 Planos 1 y 2	

4.2.7.3 Decantador lamelar

Unidades	1 decantador	
Dimensiones	Ancho total	13,6 m
	Largo total	6 m
	Profundidad	3,18 m
	Ancho de placa	3,25 m
	Largo de placa	1,52 m
	Espesor de placa	0,008 m
	Distancia entre placas	0,05 m
	Ángulo inclinación de placas	60°
	Longitud pasarela central	m
	Número de hileras	2
	Número de compartimentos por unidad	2
	Número de láminas por hilera	122
	Capacidad	Caudal medio
	Velocidad ascensional	170
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.4.2.5 y 3.3.2 Planos 1,2 y 5	

4.2.8 Espesador por gravedad de lodos primarios

Unidades	1 espesador	
Dimensiones	Volumen	603,19 m ³
	Altura recta en vertedero	3 m
	Superficie útil	201,06 m ²
	Diámetro útil	16 m
	Carga de sólidos	83,23 kg m ⁻² h ⁻¹
	Carga hidráulica	0,35 m ³ m ⁻² h ⁻¹
	Tiempo de retención	25,95 h
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.1 y 3.4.1 Planos 1,2 y 8	

4.2.9 Espesador por flotación de lodos biológicos

Unidades	1 espesador	
Dimensiones	Volumen	763,41 m ³
	Altura recta en vertedero	3 m
	Superficie útil	254,57 m ²
	Diámetro útil	18 m
Capacidad	Carga de sólidos	3,70 kg m ⁻² h ⁻¹
	Carga hidráulica	0,70 m ³ m ⁻² h ⁻¹
	Tiempo de retención	4,27 h
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.2 y 3.4.2 Planos 1,2 y 9	

4.2.9.1 Calderín de presurización

Unidades	1 depósito cilíndrico	
Dimensiones	Volumen	2,98 m ³
	Altura útil	0,2 m
	Diámetro	4 m
	Altura real	0,3 m
Capacidad	Tiempo de retención	1,5 min
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.2.8 y 3.4.2.8 Plano 2	

4.2.10 Digestor anaerobio de lodos mixtos

Unidades		
Dimensiones	Volumen	4104,73 m ³
	Altura total	8,5 m
	Diámetro	19 m
	Pendiente	3 %
Capacidad	Carga de sólidos	2,27 kg SSV m ⁻³ días ⁻¹
	Tiempo de retención de sólidos	15 días
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.3 y 3.4.3 Planos 1,2 y 10	
Necesidades de calefacción		

4.2.10.1 Gasómetro**Unidades**

Dimensiones	Altura	7 m
	Diámetro	17 m
	Volumen real	3472,04 m ³
	Pendiente	3 %
Capacidad	Carga de sólidos	2,56 kg SSV m ⁻³ días ⁻¹
	Carga hidráulica	0,77 m ³ m ⁻³ h ⁻¹
	Tiempo de retención	1,77 h
Referencia	Anexo de cálculo, apartado 3.4.8 Plano 2	

4.2.11 Filtros banda**4.2.11.1 Acondicionamiento y deshidratación de lodos**

Unidades	4	
Dimensiones	Ancho	2,10 m
	Longitud	4,20 m
Capacidad	Carga de sólidos por ancho	456 kg m ⁻¹ h ⁻¹
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.4.3, 3.3.3 y 3.4.4.2 Planos 1 y 2	

4.2.11.2 Depósito tampón de lodos procedentes digestor anaerobio

Unidades	1 depósito cilíndrico	
Dimensiones	Diámetro	12 m
	Altura	4 m
Capacidad	Volumen	1641,89 m ³
	Tiempo de retención	3 días
Referencia	Anexo de cálculo 2.5.4.2 y 3.4.4.1 Plano 2	

4.2.11.3 Depósito tampón de lodos físico-químicos

Unidades	1 depósito cilíndrico	
Dimensiones	Diámetro	5,8 m
	Altura	4 m
Capacidad	Volumen	421,22 m ³
	Tiempo de retención	3 días
Referencia	Anexo de cálculo, apartados 2.5.4.2 y 3.3.3.1 Plano 2	

4.2.12 Motor de cogeneración

Unidades	1 motor JENBACHER JS 320
Número de cilindros	16
Biogás	Hasta 15000 m ³ día ⁻¹
Capacidad	1250 Kwh
Velocidad	1500 rpm
Ancho	2 m
Largo	6 m
Alto	2 m
Peso	10,5 kg
Referencia	Anexo de cálculo apartado 3.5 Planos 1 y 2

PRESUPUESTO

Se recoge, a continuación, el presupuesto general de ejecución del proyecto conocido el precio de los equipos e instalaciones utilizados en la Estación Depuradora.

Se fija el precio (estimativo) de cada uno de los equipos empleados atendiendo a sus dimensiones y materiales de construcción.

Se calculará el presupuesto de ejecución material (PEM), al cual se añadirá el beneficio industrial obteniéndose el presupuesto de ejecución por contrata (PEC). Por último se le añade el I.V.A (16 %).

Al hablar de obra civil se incluyen el precio de las excavaciones, transportes de tierra, hormigón, acero y mano de obra necesarios para cimentaciones y estructuras, tanto de hormigón como de acero.

C01 PRETRATAMIENTO

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Rejas de finos	Rejas de desbaste de limpieza automática Fabricadas en acero galvanizado de 25 mm de diámetro. Marco, anclaje y protecciones incluidos.	3	82800
Reja de gruesos	Rejas de desbaste de limpieza automática Fabricadas en acero galvanizado de 15 mm de diámetro. Marco, anclaje y protecciones incluidos.	3	79800
Medidor de caudal	Medidor de caudal tipo Parshall para la medida de caudal	1	9500
Desarenadores aireados	Equipo desarenador-desengrasador conjunto de 2 m de profundidad y 3 m de anchura con parrilla de aireación.	3	77000
OBRA			75000
			<hr/>
TOTAL			324100

C02 TRATAMIENTO PRIMARIO

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Mecanismo rasquetas	Rasquetas curvas, diámetro 40 m, Altura del tanque 3 m, tipo oscilante. Incluida campana deflectora, vertedero y demás accesorios.	2	210000
OBRA			240000
			TOTAL 450000

C03 REACTOR BIOLÓGICO (TANQUE DE AIREACIÓN)

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Tanque de aireación	Tanque de aireación de 12 m de lado y 4 m de alto con seis celdas	1	320000
Aireador mecánico de superficie	Aireador mecánico de superficie tipo turbina de baja velocidad con 30 c.v de potencia	6	500000
OBRA CIVIL			600000
			TOTAL 1420000

C04 DECANTADOR SECUNDARIO

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Mecanismo rasquetas	Rasquetas curvas, diámetro 40 m, Altura del tanque 3 m, tipo oscilante. Incluida campana deflectora, vertedero y demás accesorios.	2	394000
OBRA			360000

TOTAL 754000
C05 TRATAMIENTO FÍSICO-QUÍMICO

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Tanque de coagulación-floculación	Tanque con mezclador y agitador en acero inoxidable	3	89500
Tanques FeCl ₃	Tanque de almacenamiento de FeCl ₃ de 18 m ³ , acero al carbono y 8,5 mm de espesor	1	12000
Silos de cal	Tolva de acero de 32 m ³	2	18000
Decantador lamelar	Cubierta exterior para los decantadores lamelares	1	19900
Láminas de acero	Láminas para el decantador lamelar de 3, 25 x 1,52 m. Espesor 8 mm.	450	500000
OBRA			150000
			<hr/> TOTALES 789400

C06 ESPESADOR POR GRAVEDAD DE LODOS PRIMARIOS

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Espesador	Espesador por gravedad de 16 m de diámetro a instalar en vaso de hormigón de planta horizontal, incluido cilindro de alimentación y vertedero de aluminio.	1	69000
Cubierta de poliéster	Lámina impermeabilizadora para cubierta de placa de poliéster de 2,5 cm de espesor	1	7000
OBRA			145000
			<hr/> TOTAL 42840

C07 ESPEADOR POR FLOTACIÓN DE LODOS BIOLÓGICOS

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Espesador	Espesador por flotación de 18 m de diámetro a instalar en vaso de hormigón de planta horizontal, incluido cilindro de alimentación y vertedero de aluminio.	1	96000
OBRA			150000
		TOTAL	246000

C08 DIGESTOR ANAEROBIO DE LODOS MIXTOS

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Digestor anaerobio	Equipo digestor anaerobio recubierto de hormigón de 19 m de diámetro	1	140000
Intercambiador de calor	Calderín de presurización de lodos cilíndricos de 13 mm de espesor	2	320000
Antorcha	Antorcha para biogás con capacidad para 300 m ³ /h	1	180000
Compresor	Compresor de gas para la agitación del digestor	1	25000
Lanzas de agitación	Lanza de gas para la agitación del digestor	44	480000
OBRA			500000
		TOTAL	1645000

C09 DESHIDRATACIÓN DE LODOS

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Filtros banda	Filtros banda de 2,1 m de ancho 4,2 m de largo. Tipo de reactivo polielectrolito catiónico	4	110000
OBRA			95000
		TOTAL	205000

C10 COGENERACIÓN

Equipo	Descripción	Ud	Precio (€)
Motor de cogeneración	Motor de cogeneración de 8 cilindros. 60000 h de trabajo	1	600000
OBRA			95000
		TOTAL	695000

C11 CONDUCCIONES Y TUBERÍAS

Este apartado no ha sido objeto de cálculo. Se procede, por tanto a la estimación del mismo por fuentes bibliográficas (Ruud & Watson, 1986).

Ruud & Watson estimaron que los costes de este apartado en procesos de tratamiento de agua eran entre un 30 y un 60 % de los costes de los aparatos.

Para esta E.D.A.R:

$\frac{30 + 60}{2} = 45\% \Rightarrow$ El coste de este apartado supone un 45 % del coste total de los equipos instalados.

C12 INSTRUMENTACIÓN

Este apartado no ha sido objeto de cálculo. Se procede, por tanto a la estimación del mismo por fuentes bibliográficas (Ruud & Watson, 1986).

Ruud & Watson estimaron que los costes de este apartado en procesos de tratamiento de agua eran entre un 30 y un 60 % de los costes de los aparatos.

Para esta E.D.A.R:

$\frac{5 + 10}{2} = 7,5\% \Rightarrow$ El coste de este apartado supone un 7,5 % del coste total de los equipos instalados.

Apartado		Importe	%
C01	PRETRATAMIENTO	324100 €	3,15
C02	TRATAMIENTO PRIMARIO	450000 €	4,37
C03	REACTOR BIOLÓGICO	1420000 €	13,80
C04	DECANTADOR SECUNDARIO	754000 €	7,33
C05	TRATAMIENTO FÍSICO-QUÍMICO	789400 €	7,67
C06	ESPEADOR POR GRAVEDAD	221000 €	2,15
C07	ESPEADOR POR FLOTACIÓN	246000 €	2,39
C08	DIGESTOR ANAEROBIO	164500 €	15,98
C09	DESHIDRATACIÓN DE LODOS	205000 €	1,99
C10	MOTOR DE COGENERACIÓN	695000 €	6,75
C11	CONDUCCIONES Y TUBERÍAS	3037275 €	29,51
C12	CONTROL E INSTRUMENTACIÓN	506213 €	4,92
TOTAL EJECUCIÓN MATERIAL		10292988 €	
13 % Gastos Generales		1338088 €	
6 % Beneficio Industrial		617580 €	
SUMA DE G.G Y B.I		1955668 €	
16 % I.V.A		1646878 €	
TOTAL PRESUPUESTO CONTRATA		13895533 €	
TOTAL PRESUPUESTO GENERAL		13895533 €	

Asciende el presupuesto general a la cantidad de TRECE MILLONES OCHOCIENTOS NOVENTA Y CINCO MIL QUINIENTOS Y TREINTA Y TRES EUROS.

Cádiz, Febrero 2008

El Ingeniero Químico

Fdo. Vicente Santiago Sarasquete

FACULTAD DE CIENCIAS

TÍTULO DE INGENIERO QUÍMICO



PROYECTO FIN DE CARRERA

**DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES DEL
MUNICIPIO DE SANTA EUGENIA DE RIBEIRA**

**DOCUMENTO N°4
ANEXO DE CÁLCULO**

Vicente Santiago Sarasquete

Febrero 2008

INDICE

INTRODUCCIÓN.....	6
1. BASE DE CÁLCULO.....	7
1.1 ESTUDIO DE POBLACIÓN.....	7
1.2 CAUDALES.....	10
1.2.1 Dotación por habitante	10
1.2.2 Caudales de diseño	10
1.3 CARGAS CONTAMINANTES	12
2. DIMENSIONAMIENTO DE UNIDADES DE DEPURACIÓN	15
2.1 CANAL DE ENTRADA	15
2.2 PRETRATAMIENTO	18
2.2.1 Desbaste.....	18
2.2.1.1 Canales de desbaste	18
2.2.1.2 Reja de gruesos.....	19
2.2.1.3 Reja de finos	24
2.2.2 Desarenador aireado	28
2.3 TRATAMIENTO PRIMARIO.....	32
2.3.1 Decantador Primario.....	32
2.3.1.1 Superficie horizontal	33
2.3.1.2 Volumen del decantador.....	33
2.3.1.3 Relaciones dimensionales.....	34
2.3.1.4 Zona de entrada	35
2.3.1.5 Vertedero de salida	36
2.3.1.6 Producción de fangos	36
2.3.1.7 Poceta de fangos	37
2.4 TRATAMIENTO SECUNDARIO	38
2.4.1 Introducción.....	38
2.4.2 Coagulación-Floculación.....	39
2.4.2.1 Volumen del tanque de floculación.....	40
2.4.2.2 Reactivos empleados y producción de lodos.....	40
2.4.2.3 Sistemas de alimentación de reactivos	41
2.4.2.4 Agitación	42

2.4.2.5	Decantador lamelar de lodos físico-químicos	43
2.4.2.6	Carga superficial.....	43
2.4.2.7	Construcción de decantadores lamelares.....	43
2.4.2.8	Dimensionamiento.....	44
2.4.2.9	Comprobación del régimen de flujo	46
2.4.2.10	Reducción de la carga contaminante	47
2.4.2.11	Deshidratación de lodos físico-químicos.....	49
2.4.3	Tratamiento biológico.....	49
2.4.3.1	Cálculo DBO_5 de salida y rendimiento del proceso	50
2.4.3.2	Edad del fango mínima.....	52
2.4.3.3	Volumen del reactor biológico	52
2.4.3.4	Oxígeno necesario en condiciones estándar	53
2.4.3.5	Oxígeno necesario en condiciones reales	54
2.4.3.6	Potencia a instalar.....	58
2.4.3.7	Recirculación de lodos	58
2.4.3.8	Caudal de purga	61
2.4.4	Decantador secundario	62
2.4.4.1	Superficie mínima necesaria.....	63
2.4.4.2	Comprobación de la carga de sólidos	64
2.4.4.3	Volumen mínimo necesario.....	64
2.4.4.4	Dimensiones unitarias.....	65
2.4.4.5	Cálculo de la carga sobre vertedero.....	65
2.4.4.6	Balace de materia (afluente/efluente/purga).....	66
2.5	TRATAMIENTO DE FANGOS	67
2.5.1	Espesador por gravedad de lodos primarios.....	67
2.5.1.1	Volumen necesario	68
2.5.1.2	Superficie necesaria.....	68
2.5.1.3	Comprobación de la carga de sólidos	69
2.5.1.4	Dimensiones unitarias.....	69
2.5.1.5	Comprobación de los parámetros de diseño	70
2.5.1.6	Purga de lodos	71
2.5.2	Espesador por flotación de lodos biológicos secundarios	72
2.5.2.1	Cálculo de lodos a espesar.....	72

2.5.2.2	Cálculo de la recirculación	73
2.5.2.3	Cálculo de la superficie necesaria	73
2.5.2.4	Comprobación de la carga de sólidos	74
2.5.2.5	Dimensiones unitarias.....	74
2.5.2.6	Comprobaciones	75
2.5.2.7	Relación aire-sólidos	76
2.5.2.8	Calderín de presurización	76
2.5.2.9	Purga de lodos	77
2.5.3	Digestor anaerobio de lodos mixtos	77
2.5.3.1	Tiempo de retención de sólidos de diseño.....	79
2.5.3.2	Volumen del digestor y reducción de sólidos volátiles.....	82
2.5.3.3	Producción de biomasa.....	83
2.5.3.4	Producción de biogas.....	84
2.5.3.5	Requerimientos de agitación	84
2.5.4	Deshidratación.....	86
2.5.4.1	Fangos a deshidratar	86
2.5.4.2	Depósito tampón de fangos digeridos	87
2.5.4.3	Cálculo de filtros banda.....	88
2.5.4.4	Caudal de agua de lavado	91
2.5.4.5	Dosificación de reactivos	92
3.	DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO DE LAS UNIDADES	93
3.1	RECIRCULACIÓN DE SOBRENADANTES Y AGUAS DE LAVADO ...	93
3.2	TRATAMIENTO PRIMARIO.....	95
3.2.1	Decantador Primario.....	95
3.3	TRATAMIENTO SECUNDARIO	98
3.3.1	Tratamiento físico-químico	98
3.3.1.1	Volumen del tanque de floculación.....	98
3.3.1.2	Consumo de reactivos y producción de lodos químicos	98
3.3.1.3	Sistema de alimentación de reactivos.....	99
3.3.2	Decantador lamelar.....	100
3.3.2.1	Cargas superficiales.....	100
3.3.2.2	Parámetros de diseño	100
3.3.2.3	Dimensionamiento.....	101
3.3.2.4	Comprobación del régimen de flujo	103

3.3.3	Deshidratación de lodos físico químicos.....	103
3.3.3.1	Cálculo del tampón de fangos	103
3.3.3.2	Cálculo de filtros banda.....	104
3.3.3.3	Caudal de agua de lavado	105
3.3.3.4	Dosificación de reactivos	106
3.3.4	Tratamiento biológico.....	107
3.3.4.1	Edad del fango mínima.....	107
3.3.4.2	Volumen del reactor biológico	107
3.3.4.3	Oxígeno necesario en condiciones estándar	107
3.3.4.4	Oxígeno necesario en condiciones reales	107
3.3.4.5	Potencia a instalar	108
3.3.4.6	Cálculo de la recirculación de lodos.....	108
3.3.4.7	Características de la corriente de fangos	108
3.3.4.8	Dimensionamiento del reactor	109
3.3.5	Decantador secundario	110
3.3.5.1	Cálculo de la superficie	110
3.3.5.2	Comprobación de la carga de sólidos.....	110
3.3.5.3	Cálculo del volumen y la altura.....	111
3.3.5.4	Cálculo de la carga sobre vertedero.....	111
3.4	TRATAMIENTO DE FANGOS.....	112
3.4.1	Espesamiento por gravedad.....	112
3.4.1.1	Volumen necesario	112
3.4.1.2	Superficie necesaria.....	112
3.4.1.3	Dimensiones unitarias.....	112
3.4.1.4	Comprobaciones	113
3.4.1.5	Purga de lodos	113
3.4.2	Espesamiento por flotación	113
3.4.2.1	Caudal de lodos a espesar.....	113
3.4.2.2	Recirculación	114
3.4.2.3	Superficie necesaria.....	114
3.4.2.4	Comprobación de la carga de sólidos.....	114
3.4.2.5	Dimensiones unitarias.....	114
3.4.2.6	Comprobaciones	114
3.4.2.7	Relación aire/sólidos	115

3.4.2.8	Calderín de presurización	115
3.4.2.9	Purga de lodos	115
3.4.3	Digestor anaerobio.....	116
3.4.3.1	Tiempo de retención de sólidos	116
3.4.3.2	Volumen del digestor	117
3.4.3.3	Reducción de sólidos volátiles	117
3.4.3.4	Producción de biogas.....	117
3.4.3.5	Requerimientos de agitación	117
3.4.3.6	Dimensiones del digestor	118
3.4.3.7	Calentamiento digestor	118
3.4.3.8	Gasómetro y quemador.....	126
3.4.4	Deshidratación de lodos	127
3.4.4.1	Cálculo del tampón de fangos	127
3.4.4.2	Cálculo del filtros banda.....	127
3.4.4.3	Caudal de agua de lavado	129
3.4.4.4	Dosificación de reactivos	129
3.5	COGENERACIÓN.....	130
BIBLIOGRAFÍA.....		131

INTRODUCCIÓN

En este apartado del proyecto se analizan todos los cálculos de las corrientes de entrada y salida de los distintos equipos de la planta. Con estos valores se procede al dimensionamiento de los equipos.

Los cálculos se recogen en el programa “Edaribeira” de Microsoft Excel. Se eligió este programa por su comodidad para realizar los cálculos de los balances de materia y, de esta manera realizar un seguimiento de las corrientes de entrada y salida de los distintos equipos. También recoge los datos de dimensionamiento necesarios. El programa permite, dando los valores de entrada y salida de caudales y cargas contaminantes del agua residual, realizar un estudio completo de toda la E.D.A.R. Se podría, por tanto, realizar una comparación con otras estaciones depuradoras de aguas residuales con sólo variar los caudales y las cargas de agua de entrada.

1. BASE DE CÁLCULO

1.1 ESTUDIO DE POBLACIÓN

Se busca determinar la población futura o de cálculo. En base a esta población se va a construir la depuradora. Para ello se utilizan los datos suministrados por el Instituto Nacional de Estadística (INE), el Instituto Gallego de Estadística (IGE), y el ayuntamiento de Ribeira.

La evolución de la población de derecho en el ayuntamiento de Ribeira viene reflejada en el siguiente cuadro:

Tabla 1.1: Evolución de la población en Ribeira (nº habitantes)

DATOS DE POBLACIÓN			
Año	Ayto. Ribeira	Año	Ayto. Ribeira
1920	25235	1994	35378
1930	26271	1995	35853
1940	28161	1996	36229
1950	30098	1997	35973
1960	30577	1998	35814
1970	32482	1999	35852
1981	34533	2000	35879
1986	34707	2001	35835
1988	35120	2002	35744
1989	35408	2003	35990
1990	35659	2004	36024
1991	34686	2005	36285
1992	35297	2006	36413

El ayuntamiento de Ribeira está dividido en varios municipios o parroquias (Palmeira, Ribeira, Castiñeiras, Carreira, Aguiño y Oleiros). Sus datos de población son:

Tabla 1.2: Población de los distintos municipios en el 2006

DATOS DE POBLACIÓN 2006	
NÚCLEOS	POBLACIÓN
Palmeira	4805
Ribeira	15694
Castiñeiras	3393
Carreira	4915
Aguiño	4233
Oleiros	3373

La población futura estimada, para un horizonte de 25 años, se obtiene mediante el Método Estadístico del Ministerio de Fomento ampliamente utilizado en este tipo de Proyectos para determinar la proyección de la población en el año horizonte.

Dicho método toma como base las poblaciones del último censo realizado (2006) y las de los censos de 10 y 20 años antes, se calcularán las tasas de crecimiento anual acumulativo correspondientes a los intervalos entre cada uno de estos censos y el último realizado y se comprueba también con datos de censos intermedios.

$$P_a = P_{a-n} \cdot (1 + r_n)^n \quad (1.1)$$

De dicha fórmula se obtiene el valor r_n .

Siendo:

P_a : Población del último censo

r_n : Tasa de crecimiento entre censos

Como tasa de crecimiento aplicable a la prognosis se adoptará el promedio ponderado (β) entre la tasa calculada en base a la población de hace 10 años y la población de hace 20 años según la fórmula:

$$\beta = \frac{2 \cdot \beta_{10} + \beta_{20}}{3} \quad (1.2)$$

Luego la población para el año 2031 viene dada por:

$$P_n = P_a \cdot (1 + \beta)^t \quad (1.3)$$

donde t es el tiempo transcurrido desde el último censo hasta el año horizonte.

Utilizando los datos de las tablas de población y aplicando la formulación explicada anteriormente se obtiene un crecimiento anual acumulativo del 0,27 % para el Ayto. de Ribeira, valor en consonancia por exceso con la proyección demográfica del IGE para la comarca de Barbanza. Se considera finalmente una tasa de crecimiento del 0,5 % para la estimación de la población futura.

Aplicando dicho índice de crecimiento (0,5 %) se determinará la población futura o de cálculo.

Los datos aportados por el Ayto. de Ribeira indican un incremento estacional en época estival del 56%, dato tomado también en cuenta en la estimación de la población futura.

Se obtienen como resultados para las distintas parroquias:

Tabla 1.3: Obtención de la población futura o de cálculo (datos en nº de habitantes)

NÚCLEOS	POBLACIÓN ACTUAL	POBLACIÓN VERANO ACTUAL	POBLACIÓN FUTURA	POBLACIÓN VERANO FUTURA
Palmeira	4805	7496	6982	10892
Ribeira	15694	24483	26321	41061
Castiñeiras	3393	5293	4474	6979
Aguiño	4915	7667	7177	11196
Carreira	4233	6603	5966	9307
Oleiros	3373	5262	4263	6650
TOTALES	36413	56804	55183	86085

1.2 CAUDALES

1.2.1 Dotación por habitante

Para este tipo de núcleos, y según las Normas para la redacción de Proyectos de Abastecimiento y Saneamiento de Poblaciones, la dotación actual es de 220 l/hab.día. Por otro lado, es habitual considerar una tasa de crecimiento de la dotación del 1%, por lo que en el año horizonte, la dotación futura será igual a:

$$D_{2031} = D_{2006} \cdot (1 + 0,01)^{25} \quad (1.4)$$

$$D_{2031} = 285 \text{ l/hab} \cdot \text{dia} = 0,285 \text{ m}^3 / \text{hab} \cdot \text{dia} \quad (1.5)$$

Se considera que el caudal de residuales es el 100% de la dotación de abastecimiento, con lo que además se mantiene un adecuado margen de seguridad.

1.2.2 Caudales de diseño

El caudal medio por habitante será igual a la población futura por la dotación futura.

$$Q_{med} = 55183 \text{ hab} \cdot 0,285 \text{ m}^3 / \text{hab} \cdot \text{día} = 15727 \text{ m}^3 / \text{dia} \quad (1.6)$$

Los caudales mínimos son de gran importancia especialmente en los primeros años de funcionamiento de las plantas depuradoras. En casos en los que los caudales son muy pequeños durante la noche, puede ser necesario tomar medidas para contemplar la posibilidad de tratar el efluente tratado para poder mantener el proceso. Para calcular el caudal mínimo en este caso:

$$Q_{min} = 0,5 \cdot Q_{med} = 0,5 \cdot 15727 = 7864 \text{ m}^3 / \text{día} \quad (1.7)$$

Para calcular el caudal punta, también necesario, se deben conocer los factores punta (k). Estos factores expresan la relación entre el caudal punta y el caudal medio de la siguiente forma:

$$Q_{punta} = k \cdot Q_m \quad (1.8)$$

Para calcular el factor punta se utiliza la *Figura 1.1*. Esta figura da una curva experimental elaborada a partir de datos históricos de numerosas comunidades. Relaciona el caudal medio del agua residual con el factor punta horario. Ha sido configurada a partir de los caudales de zona residenciales medias, y no tiene en cuenta los valores extremos ni los caudales debidos a la infiltración.

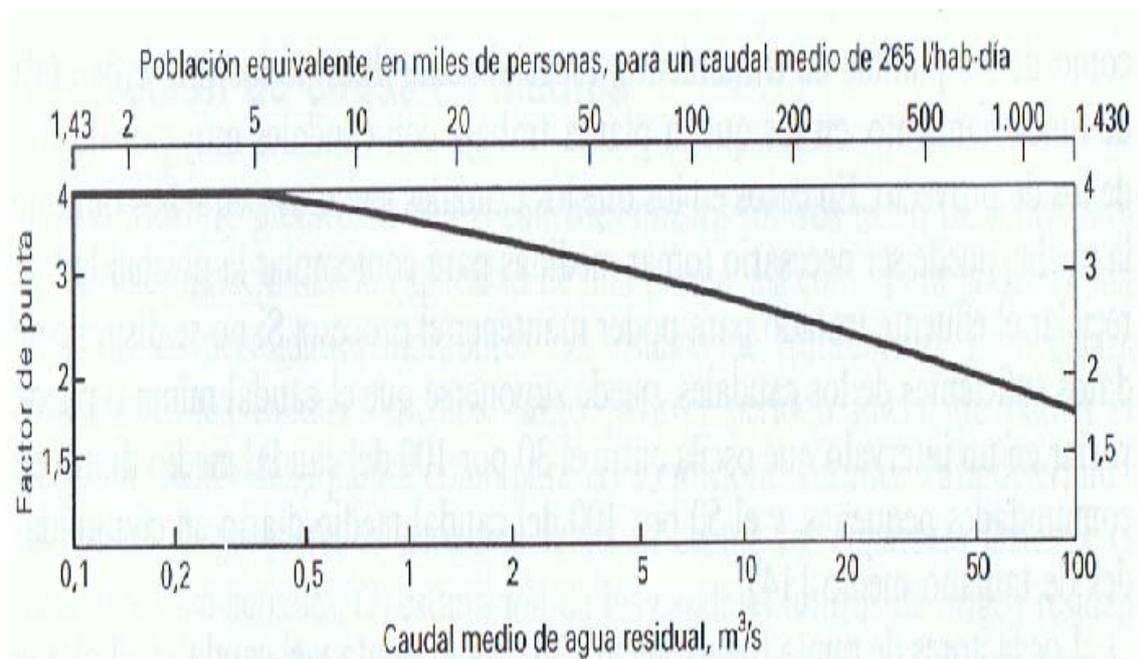


Figura 1.1: .Obtención del factor punta horario para aguas residuales

Para calcular el caudal punta se necesita conocer el valor del factor punta k . Con un caudal de $15727 \text{ m}^3 / \text{día}$ ($4,15 \text{ Mgal} / \text{día}$) se obtiene un valor de $k = 3$ y si se despeja en la ecuación (1.8):

$$Q_{\text{punta}} = k \cdot Q_{\text{med}} = 3 \cdot 15727 \text{ m}^3 / \text{día} = 47181 \text{ m}^3 / \text{día} \quad (1.9)$$

Se sabe que el caudal medio en verano es igual a:

$$Q_{\text{med,verano}} = 24434 \text{ m}^3 / \text{día} (6,45 \text{ Mgal} / \text{día}) \quad (1.10)$$

Con este caudal, utilizando de nuevo la figura 1.1, se obtiene un valor de $k = 2,8$. De esta manera se puede calcular el caudal punta en verano.

$$Q_{\text{punta,verano}} = k \cdot Q_{\text{med,verano}} = 68696 \text{ m}^3 / \text{día} \quad (1.11)$$

1.3 CARGAS CONTAMINANTES

Se dispone de una serie temporal de analíticas que abarcan el periodo de un año, entre el 04/05/05 y el 09/05/06, facilitadas por la concesionaria del servicio de saneamiento municipal “Aquagest”.

Tabla 1.4: Valores de diseño de la DBO_5 y la DQO .

	Valor medio (mg/l)
DBO_5	331
DQO	944

En base a los resultados de distintas pruebas efectuadas se considerará un factor punta de contaminación de $k = 1,91$. Al hablar de cargas contaminantes los factores punta no son estacionales puesto que no son directamente proporcionales al número de

habitantes. Por tanto los valores punta para las cargas contaminates no tienen por qué darse para la época estival.

Los valores punta obtenidos para la DBO_5 y DQO son:

Tabla 1.5: Valores punta de la DBO_5 y la DQO .

	Valor medio (mg/l)	Valor máximo (mg/l)
DBO_5	331	629
DQO	944	1794

A continuación se determinará el nivel de contaminación del agua residual a tratar. Para ello se utiliza la tabla 1.6. La relación DBO_5/DQO para esta agua residual es de 0,35 por lo que se trata de un agua fuertemente contaminada.

Tabla 1.6: Valores contaminantes en aguas residuales urbanas en mg/l

(Metcalf & Eddy, 1995)

Parámetro	Contaminación Fuerte	Contaminación Media	Contaminación Baja
Sólidos Totales	1000	500	200
Volátiles	700	350	120
Fijos	300	150	80
Sólidos en suspensión totales	500	300	100
Volátiles	400	250	70
Fijos	100	50	30
Sólidos sedimentables totales	250	180	40
Volátiles	100	72	16
Fijos	150	108	24
Sólidos disueltos totales	500	200	100
Volátiles	300	100	50
Fijos	200	100	50
DBO_5	300	200	100
DQO	800	450	160
Oxígeno disuelto	0	0,1	0,2

Al estar los valores de la DQO y DBO_5 suministrados por el ayuntamiento muy próximos a los que aparecen en la tabla 1.6, se parte, para este caso, de las siguientes concentraciones.

Tabla 1.7: Concentraciones de los parámetros de contaminación

	Valor medio (mg/l)	Valor máximo (mg/l)
DBO₅	300	570
DQO	800	1520
SST	1000	1900

Tabla 1.8: Resumen base de cálculo

Actualidad (2006)		
Caudal medio diario invierno	8011m ³ día ⁻¹	333,79m ³ h ⁻¹
Caudal medio máximo registrado	14125m ³ día ⁻¹	588,54m ³ h ⁻¹
Caudal medio mínimo registrado	4587m ³ día ⁻¹	191,125m ³ h ⁻¹
Población de derecho	36413hab	
Caudal por habitante	0,22m ³ día ⁻¹	9,16 · 10 ⁻³ m ³ h ⁻¹
Caudal mínimo horario	4005m ³ día ⁻¹	166,88m ³ h ⁻¹
Futuro (2031)		
Población de derecho	55183hab	
Factor punta horario futuro (k)	3	
Factor mínimo horario futuro	0,5	
Caudal medio diario invierno	15727m ³ día ⁻¹	655,29m ³ h ⁻¹
Caudal punta invierno	47181m ³ día ⁻¹	1965,88m ³ h ⁻¹
Caudal mínimo invierno	7864m ³ día ⁻¹	327,67m ³ h ⁻¹
Caudal medio diario verano	24434m ³ día ⁻¹	1018,03m ³ h ⁻¹
Factor punta horario verano futuro	2,8	
Caudal punta verano	68696m ³ día ⁻¹	2862,33m ³ h ⁻¹
Determinación del factor punta horario		
Caudal medio diario	24434Mgal · día ⁻¹	2,12
Caudal medio diario futuro	4,15Mgal · día ⁻¹	3
Caudal medio diario verano futuro	6,45Mgal · día ⁻¹	2,8

2. DIMENSIONAMIENTO DE UNIDADES DE DEPURACIÓN

2.1 CANAL DE ENTRADA

En esta E.D.A.R hay un único canal de entrada del agua residual. Sus dimensiones deben ser suficientes para recibir el caudal máximo que se registre durante la edad de instalación. Además hay que tener en cuenta el caudal mínimo que va a pasar por el canal, procurando que no se produzcan deposiciones debidas a una velocidad de paso reducida

Tabla 2.1: Condiciones de diseño (Metcalf & Eddy, 1995)

Pendiente del canal	0,5%
Sección	Rectangular
Anchura del canal	0,3 – 0,7m
Caudal de diseño máximo	68696 m ³ / dia
Caudal de diseño mínimo	7864 m ³ / dia

Para dimensionar este canal se procede a:

- Cálculo de las características hidráulicas y geométricas para canales de anchura entre 0,3 y 0,7 m.
- Cálculo de las velocidades de paso a caudal mínimo y máximo. La velocidad a caudal mínimo debe ser menor de 0,4 m/s para evitar que se produzcan deposiciones.
- Observar las alturas de nivel de agua correspondientes a caudal máximo y caudal mínimo. Se debe cumplir (Metcalf & Eddy, 1995):

Altura mínima > 0,1m

Altura máxima No debe ser excesiva para abaratar costes

- Seleccionar la anchura de canal que se ajusta mejor a los requisitos del apartado anterior.

La velocidad de paso se calcula con la ecuación de Manning para canales abiertos:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (2.1)$$

v : velocidad de paso

$1/n$: Coeficiente de rugosidad de Manning

R_H : Radio hidráulico (superficie/perímetro mojado)

i : pendiente del canal

Con el valor de n (para el hormigón sin alisar: $n = 0,014$), del radio hidráulico y la pendiente del canal se calcula la velocidad de paso. Con la velocidad se calcula el caudal, de manera que para distintas alturas se obtienen distintos caudales. Estas alturas estarán limitadas por el caudal mínimo y máximo.

Tabla 2.2: Ejemplo de cálculo para un canal de anchura 0,6m

Altura	Superficie	Perim. Mojado	R_H	v	Q
m	m^2	m	m	m/s	m^3/h
0,03	0,02	0,66	0,03	0,46	29,65
0,05	0,03	0,7	0,04	0,62	66,80
0,07	0,04	0,74	0,06	0,75	112,79
0,09	0,05	0,78	0,07	0,85	165,55
0,11	0,07	0,82	0,08	0,94	223,71
0,13	0,08	0,86	0,09	1,02	286,30
0,14	0,08	0,88	0,10	1,05	319,01
0,68	0,41	1,96	0,21	1,77	2605,69
0,7	0,42	2	0,21	1,78	2698,08
0,74	0,44	2,08	0,21	1,80	2883,51

Tabla 2.3: Selección de la anchura óptima

Anchura	Altura máxima	Velocidad máxima	Velocidad mínima	Altura mínima
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m/s</i>	<i>m/s</i>	<i>m</i>
0,3	1,95	1,36	1,08	0,29
0,4	1,27	1,57	1,11	0,21
0,5	0,93	1,71	1,10	0,4
0,6	0,74	1,80	1,05	0,14
0,7	0,58	1,90	1,01	0,10

Con los resultados obtenidos en la tabla 2.3 y con las condiciones impuestas para dimensionar el canal, se concluye que la mejor opción y, por tanto, la utilizada, es la del canal de anchura 0,6m.

Tabla 2.4: Dimensiones del canal

Pendiente del canal	0,5%
Sección	Rectangular
Anchura del canal	0,6m
Altura útil	0,74m
Altura construida	0,90m

2.2 PRETRATAMIENTO

2.2.1 Desbaste

Se disponen dos rejillas, una de finos y otra de gruesos, para ir eliminando los sólidos gradualmente según el tamaño. El canal de entrada se bifurca en tres canales de desbaste antes de su paso por las rejillas.

2.2.1.1 Canales de desbaste

Se utiliza el mismo procedimiento que en el apartado 2.1, pero en este caso como el caudal se divide en tres líneas, se puede tomar una anchura menor que en el canal de entrada.

Se elige una anchura de canal de 0,4m (inferior a la del canal de entrada). Esta anchura permite pasar todo el caudal por dos líneas. No obstante, se utilizan tres para tener una de ellas de reserva.

Tabla 2.5: Características del canal de desbaste

Caudal máximo a tratar	2862,33 m ³ /h
Número de líneas	3
Caudal máximo por línea	954,11 m ³ /h
Caudal mínimo por línea	327,67 m ³ /h
Anchura del canal de entrada	0,6m
Anchura del canal de desbaste	0,4m
Pendiente del canal	0,5%

La altura a la que se construye es la misma que la del canal de entrada (0,90m).

Las características del canal son:

Tabla 2.6: Dimensiones del canal de desbaste

	Altura	Superficie	Perim. Mojado	R_H	v	Q
	m	m^2	m	m	m/s	m^3/h
Altura máxima	0,31	0,18	1,22	0,15	1,44	954,85
Altura mínima	0,14	0,09	0,89	0,10	1,06	327,32
Altura útil	0,42	0,25	1,44	0,18	1,58	1431,16

El caudal útil calculado para la altura útil es aquel en el que se cumple que $(2 \cdot 1431,16 \leq 2862,33)$. Se observa que este caudal puede pasar por dos líneas, pero esto sólo se aconseja en condiciones de emergencia ya que las velocidades son muy elevadas ocasionando mayor desgaste en los materiales de construcción de las rejillas.

2.2.1.2 Reja de gruesos

La capacidad hidráulica de cada línea es:

$$\frac{2862,33 \frac{m^3}{h}}{3} = 954,11 \frac{m^3}{h} = 0,27 \frac{m^3}{s} \quad (2.2)$$

Se fijan los siguientes valores:

Tabla 2.7: Valores fijos para la reja de gruesos

(Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997)

Ancho de los barrotes	$a = 25mm$
Separación libre entre los barrotes	$s = 50mm$
Anchura del canal	$0,4m$
Pendiente del canal	$0,5\%$
Capacidad hidráulica	$0,27 m^3/s$

Para un correcto funcionamiento se recomienda (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*) que la velocidad de paso entre los barrotes cumpla que:

$$V_{\text{paso}}(Q_{\text{med}}) < 0,6 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{paso}}(Q_{\text{med}}) < 1 \text{ m/s} \quad \text{Con limpieza a favor de corriente}$$

$$V_{\text{paso}}(Q_{\text{med}}) > 1,2 \text{ m/s} \quad \text{Con limpieza en contra de corriente}$$

En este caso se hará una limpieza a contracorriente. Por lo tanto, se debe establecer un sobrancho de canal en el punto de colocación de las rejillas para evitar un aumento de la velocidad de paso como consecuencia de la colocación de éstas.

La anchura se calcula (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*) mediante:

$$W = \frac{Q_{\text{max}}}{v \cdot D} \cdot \left(\frac{a + s}{s} \right) + C_{\text{ref}} \quad (2.3)$$

donde:

W : Ancho del canal de rejillas

D : Nivel de agua de las rejillas a caudal máximo (m)

C_{ref} : Coeficiente de seguridad (0,3m para rejillas gruesas)

Previamente se debe conocer el nivel de aguas arriba en la rejilla para caudal máximo (D). Para ello, se van sustituyendo diferentes alturas hasta obtener la altura a caudal máximo. Para esta altura (con una anchura de 0,4m), se obtienen los siguientes

valores de superficie, perímetro mojado, velocidad y caudal (que debe corresponderse con la capacidad hidráulica).

Tabla 2.8: Altura a caudal máximo

Altura	Superficie	Perim. Mojado	R_H	v	Q
m	m^2	m	m	m/s	m^3/s
0,49	0,20	1,38	0,14	1,37	0,27

Se introduce en la ecuación (2.3) el valor de $D = 0,49m$

$$W = \frac{Q_{\max}}{v \cdot D} \cdot \left(\frac{a+s}{s} \right) + C_{ref} = \frac{0,27}{1,37 \cdot 0,42} \cdot \left(\frac{0,025 + 0,05}{0,05} \right) + 0,3 = 1m \quad (2.4)$$

En la bibliografía (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*) existen rejillas de ancho de canal de 1m (como las que se obtienen aquí) que son las que se utilizan.

Tabla 2.9: Dimensiones de la rejilla de gruesos (*Manual de depuración Uralita, 1995*)

ESPECIFICACIÓN		Ref.	Dim.	Características y Dimensiones
DIMENSIONES DEL CANAL	Ancho	L	m	1
	Altura	H	m	0,90
		L'	m	0,1
		C	m	0,6
		A	m	0,025
DIMENSIONES DE LA REJILLA	Ancho	Lg	m	1,18
	Altura	H	m	1,20
	Longitud	I	m	1,10/1,30
	Altura Descarga	S	m	0,10
	Sobreelevación	H''	m	2,10
H'		m	2	
VELOCIDAD DE LA RESQUETA		--	m/min	5
POTENCIA		--	C.V	1,5

Para calcular la pérdida de carga se emplea (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*) la expresión:

$$\Delta h = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{v^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2.5)$$

El factor K_1 mide el atascamiento.

Rejilla limpia	$K_1 = 1$
Rejilla atascada	$K_1 = \left(\frac{100}{C} \right)^2$

C es el porcentaje de sección de paso que subsiste en el atascamiento máximo tolerado. Este atascamiento está relacionado con las dimensiones de las partículas que se retienen y con su naturaleza. Se supone el atascamiento máximo tolerado del 30%. Por tanto, $C = 70$.

$$K_1 = \left(\frac{100}{C} \right)^2 = 2,04 \quad (2.6)$$

El coeficiente K_2 está relacionado con la forma de la sección horizontal de los barrotes, y, para pletinas simples (las que se utilizan en este caso) su valor es $K_2 = 1$.

Los valores de K_3 (sección de paso entre los barrotes) se calculan utilizando la tabla 2.10.

Tabla 2.10: Valores del coeficiente K_3

(Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997)

	$\left(\frac{s}{s+a}\right)$									
$\frac{z}{4} \cdot \left(\frac{2}{s} + \frac{1}{h}\right)$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	241	51,5	18,20	8,25	4,00	2,0	0,97	0,42	0,13	0
0,2	230	48	17,40	7,70	3,75	1,87	0,91	0,40	0,13	0,01
0,4	221	46	16,60	7,40	3,60	1,80	0,88	0,39	0,13	0,01
0,6	199	42	15,00	6,60	3,20	1,60	0,80	0,36	0,12	0,01
0,8	164	34	12,20	5,50	2,70	1,34	0,66	0,31	0,12	0,02
1	149	31	11,10	5,00	2,40	1,20	0,61	0,29	0,11	0,02
1,4	137	28,4	10,30	4,60	2,25	1,15	0,58	0,28	0,11	0,03
2	134	27,4	9,90	4,40	2,20	1,13	0,58	0,28	0,12	0,04
3	132	27,5	10,00	4,5	2,24	1,17	0,61	0,31	0,15	0,05

Se calculan los valores de las dos variables:

Variable 1 Variable 2

$$\frac{z}{4} \cdot \left(\frac{2}{s} + \frac{1}{h}\right) \quad \left(\frac{s}{s+a}\right)$$

En estas fórmulas z es el factor del barrote. Su valor se considera cinco veces la anchura ($z = 5 \cdot a$).

$$\frac{z}{4} \cdot \left(\frac{2}{s} + \frac{1}{h}\right) = \frac{5 \cdot 0,025}{4} \cdot \left(\frac{2}{0,05} + \frac{1}{49}\right) = 1,25 \quad (2.7)$$

$$\left(\frac{s}{s+a}\right) = 0,67 \quad (2.8)$$

Se buscan los valores en la tabla 2.10 y se interpola. Se obtiene $K_3 = 0,77$

$$\Delta h = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{v^2}{2 \cdot g} \right) = 2,04 \cdot 1 \cdot 0,77 \cdot \left(\frac{1,37^2}{2 \cdot 9,8} \right) = 0,15m \quad (2.9)$$

Para el cálculo del volumen del material retenido en las rejas, se puede adoptar que para una separación entre barras mayor de 40mm, éste toma un valor entre $2 - 3l/hab \cdot año$. Se toma un valor medio de $2,3l/hab \cdot año$. Por tanto, la cantidad máxima de basura que se puede alcanzar al día es de:

$$2,3 \frac{l}{habit \cdot año} \cdot 55183habit \cdot \frac{1año}{365días} = 347,73 \frac{l}{día} \quad (2.10)$$

Puesto que la capacidad de los contenedores empleados para la retirada de este tipo de residuos es de $6m^3$, será necesario retirar el contenedor cada:

$$\frac{6000}{347,73} = 17,25días = 17días y 6 horas \quad (2.11)$$

2.2.1.3 Reja de finos

Se fijan los siguientes valores (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*):

Tabla 2.11: Parámetros prefijados para la reja de finos

Ancho de barrotos	$a = 7,5mm$
Separación entre los barrotos	$s = 15mm$
Anchura del canal	$1m$
Pendiente del canal	$0,5\%$
Capacidad Hidráulica	$0,27 m^3 / s$

El procedimiento a seguir es el mismo que en el apartado anterior. Primero se calcula el nivel de aguas arriba a caudal máximo (D). En esta ocasión la anchura es 1m.

Tabla 2.12: Altura a caudal máximo

Altura	Superficie	Perim. Mojado	R_H	v	Q
m	m^2	m	m	m/s	m^3/h
0,20	0,20	1,39	0,14	1,36	0,27

Obtenido el valor $D = 0,20m$ se introduce en la ecuación 2.4 y se calcula el ancho en la zona de rejilla.

$$W = \frac{Q_{\max}}{v \cdot D} \cdot \left(\frac{a + s}{s} \right) + C_{ref} = \frac{0,27}{1,36 \cdot 0,2} \cdot \left(\frac{0,0075 + 0,015}{0,015} \right) + 0,1 = 1,59m \quad (2.12)$$

Puesto que no hay rejillas de ancho comercial $W = 1,59m$, se emplean unas rejillas de ancho $W = 1,5m$.

El resto de las características de la rejilla se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 2.13: Características de la rejilla de finos

(Manual de depuración Uralita, 1995)

ESPECIFICACIÓN		Ref.	Dim.	Características y Dimensiones
DIMENSIONES DEL CANAL	Ancho	L	m	1,50
	Altura	H	m	1,20
		L'	m	0,10
		C	m	0,60
		A	m	0,025
DIMENSIONES DE LA REJILLA	Ancho	Lg	m	1,68
	Altura	H	m	1,20
	Longitud	I	m	1,10/1,30
	Altura Descarga	S	m	0,10
	Sobreelevación	H''	m	2,10
H'		m	2	
VELOCIDAD DE LA RESQUETA		--	m/min	5
POTENCIA		--	C.V	2

A continuación se calculan las pérdidas de carga mediante la ecuación (2.5):

$$\Delta h = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{v^2}{2 \cdot g} \right)$$

Primero hay que obtener los valores de los coeficientes K_1, K_2, K_3 :

Para el cálculo de K_1 se supone (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*) que el atascamiento máximo tolerado es del 30%, por tanto, según la ecuación (2.6):

$$K_1 = \left(\frac{100}{C} \right)^2 = \left(\frac{100}{70} \right)^2 = 2,04$$

Se adoptan un tipo de rejas de pletinas simples, por tanto, $K_2 = 1$.

Para el cálculo de K_3 se calculan las dos variables que intervienen (siendo $z = 5 \cdot a$).

$$\frac{z}{4} \cdot \left(\frac{2}{s} + \frac{1}{h} \right) = \frac{5 \cdot 0,0075}{4} \cdot \left(\frac{2}{0,015} + \frac{1}{20} \right) = 1,25 \quad (2.13)$$

$$\left(\frac{s}{s+a} \right) = \left(\frac{0,0152}{0,015 + 0,075} \right) = 0,67 \quad (2.14)$$

Interpolando en la tabla 2.10, se obtiene un valor de K_3 :

K_3	0,6	0,7
1	1,20	0,61
1,4	1,15	0,58

Se realiza una primera interpolación para obtener los valores de K_3 a 0,67.

$$\frac{0,6 - 0,7}{1,20 - 0,61} = \frac{0,6 - 0,67}{1,20 - X} \Rightarrow X = 0,79 \quad (2.15)$$

$$\frac{0,6 - 0,7}{1,15 - 0,58} = \frac{0,6 - 0,67}{1,15 - Y} \Rightarrow Y = 0,75 \quad (2.16)$$

Con estos dos valores se interpola de nuevo y se calcula el valor de K_3 :

K_3	0,67
1	0,79
1,4	0,75

$$\frac{1 - 1,4}{0,79 - 0,75} = \frac{1 - 1,25}{0,79 - K_3} \Rightarrow K_3 = 0,77 \quad (2.17)$$

Una vez obtenidos los valores de los tres coeficientes se introducen en la ecuación (2.5). Se obtiene una pérdida de carga de:

$$\Delta h = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{v^2}{2 \cdot g} \right) = 2,04 \cdot 1 \cdot 0,77 \cdot \left(\frac{1,36^2}{2 \cdot 9,8} \right) = 0,15m \quad (2.18)$$

Se comprueba que la pérdida de carga es válida:

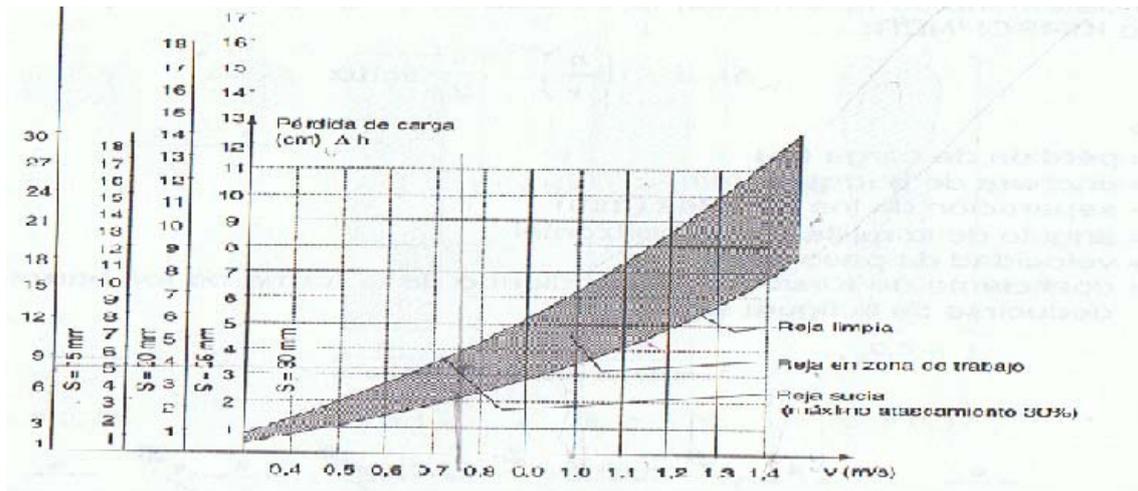


Figura 2.1: Pérdida de carga admisible en las rejillas

Para calcular el volumen de materia retenida entre las rejillas con una separación entre barras entre 3 – 20mm , se puede adoptar, según la experiencia, el valor de 10 – 15l/hab · año . El volumen máximo de sólidos a retirar es de:

$$15 \frac{l}{hab \cdot año} \cdot 86085 hab \cdot \frac{1 año}{365 días} = 3537,74 \frac{l}{día} \quad (2.19)$$

2.2.2 Desarenador aireado

Primero se busca el caudal de diseño. Para esta unidad este caudal también se corresponde con el canal punta de verano, ya que el tiempo de detención es bajo y, por tanto, la eficacia del proceso será sensible a los cambios bruscos de caudal. Se vuelve a dividir el caudal en tres líneas, lo que permite unas mejores condiciones de operación y mantenimiento.

$$Q_{diseño} = \frac{68696}{3 líneas} \cdot \frac{m^3}{día} \cdot \frac{1 día}{24 h} \cdot \frac{1 h}{3600 s} = 0,27 \frac{m^3}{s} \quad (2.20)$$

Tabla 2.14: Información para el proyecto de desarenadores aireados
(Metcalf & Eddy, 1995)

Elemento	Valor	
	Intervalo	Típico
Tiempo de detención a caudal punta (min)	2-5	3
Dimensiones:		
Profundidad (m)	2-5	
Longitud (m)	7,5-20	
Anchura (m)	2,5-7	
Relación anchura-profundidad	1:1 a 5:1	1,5:1
Relación longitud-anchura	3:1 a 5:1	4:1
Suministro de aire ($m^3/\text{min} \cdot m_{\text{longitud}}$)	0,18-0,45	
Cantidad de arena ($m^3/10^6 m^3$)	4-195	15

Esta tabla nos dice que un tiempo de retención típico son 3min. Por tanto con este tiempo y el caudal de diseño se calcula el volumen del cada unidad.

$$V = Q_{\text{diseño}} \cdot t_d = 0,27 \frac{m^3}{s} \cdot 3 \text{ min} \cdot \frac{60s}{\text{min}} = 48,6m^3 \quad (2.21)$$

Utilizando la tabla 2.14 y el volumen de cada unidad, se dimensionan los desarenadores:

Tabla 2.15: Dimensiones del desarenador

Profundidad	2m
Anchura	3m
Longitud	4,7m

Se toma un valor para el suministro de aire de $0,5 m^3/\text{min} \cdot m$. Como este suministro viene dado en función de los metros de longitud, se puede obtener el caudal de aire necesario de cada desarenador:

$$0,5 \frac{m^3}{\text{min} \cdot m} \cdot 4,70m = 2,35 \frac{m^3}{\text{min}} \quad (2.22)$$

Se supone que la concentración de arena media en agua bruta es aproximadamente de $50 \text{ cm}^3/\text{m}^3$. Por tanto, la cantidad media de arena a extraer y tratar es de:

$$15727 \frac{m^3}{\text{día}} \cdot 50 \frac{\text{cm}^3}{m^3} \cdot \frac{1}{10^6} \frac{m^3}{\text{cm}^3} = 0,79 \frac{m^3}{\text{día}} \text{ en invierno} \quad (2.23)$$

$$24434 \frac{m^3}{\text{día}} \cdot 50 \frac{\text{cm}^3}{m^3} \cdot \frac{1}{10^6} \frac{m^3}{\text{cm}^3} = 1,22 \frac{m^3}{\text{día}} \text{ en verano} \quad (2.24)$$

Al pasar el agua por el desarenador-desengrasador se produce una pequeña reducción de la carga contaminante. Los datos de esa reducción (tomados de la bibliografía) junto con el balance de materia de la unidad se recogen en la siguiente tabla:

Tabla 2.16: Balance de materia del desarenador (Verano)

Constituyente	Reducción	Entrada		Salida	
$Q_{med,verano} (m^3/día)$	1,22	24434		24432,78	
	Reducción	<i>kg/día</i>	<i>mg/l</i>	<i>kg/día</i>	<i>mg/l</i>
DBO_5	2,5%	7330,20	300	7146,95	293
DQO	2,5%	19547,20	800	19058,52	780
SST	5%	24434	1000	23212,30	950

Según la tabla, la concentración de entrada de cada uno de los parámetros para los distintos caudales se obtiene:

$$F(\text{kg/d}) = \frac{C(\text{mg/l}) \cdot Q_{med} (m^3/día)}{1000} \quad (2.25)$$

Como ejemplo se calcula la concentración de entrada de *DQO* en *kg/día*.

$$F_{DQO,entrada} = 24434 \frac{m^3}{día} \cdot 800 \frac{mg}{l} \cdot \frac{1kg}{10^6 mg} \cdot \frac{10^3 l}{m^3} = 19547,20 \frac{kg}{día} \quad (2.26)$$

Para calcular la concentración de salida:

$$F_{DQO,salida} = 19547,20 \frac{kg}{día} - \left(0,025 \cdot 19547,20 \frac{kg}{día} \right) = 19058,52 \frac{kg}{día} \quad (2.27)$$

Puesto que se va a necesitar, también se muestra el balance de materia para el desarenador en invierno:

Tabla 2.17: Balance de materia desarenador (Invierno)

Constituyente	Reducción	Entrada		Salida	
$Q_{med,verano} (m^3/día)$	0,79	15727		15726,21	
	Reducción	<i>kg/día</i>	<i>mg/l</i>	<i>kg/día</i>	<i>mg/l</i>
DBO_5	2,5%	4718,10	300	4600,15	293
DQO	2,5%	12581,60	800	12267,06	780
SST	5%	15727	1000	14940,65	950

2.3 TRATAMIENTO PRIMARIO

2.3.1 Decantador Primario

Se emplea un decantador primario circular. Para dimensionarlo se parte de los siguientes parámetros de diseño y las siguientes condiciones de entrada:

*Tabla 2.18: Parámetros de diseño del decantador primario
(Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997)*

PARÁMETRO DE DISEÑO	Ref.	Valor	Unidades
Número de unidades	nº unidades	2	
Velocidad ascensorial a caudal medio	$V_{asc}(Q_{med})$	1,3	$m^3 m^{-2} h^{-1}$
Velocidad ascensorial a caudal máximo	$V_{asc}(Q_{max})$	2,2	$m^3 m^{-2} h^{-1}$
Tiempo de retención a caudal medio	$t_R(Q_{med})$	2,5	h
Tiempo de retención a caudal máximo	$t_R(Q_{max})$	1,5	h
Carga máxima sobre vertedero a Q_{med}	$V_v(Q_{med})$	9,5	
Carga máxima sobre vertedero a Q_{max}	$V_v(Q_{max})$	18	
Relación entre diámetros	ϕ_1 / ϕ	0,15	
Relación entre alturas	h/h'	0,4	
Velocidad barredora de fangos	Vbarred	0,6	$m \text{ min}^{-1}$
Inclinación fondo del decantador	Inclinación	3%	
Tiempo de retención en pocetas	t_R pocetas	Máx. $5h$	

Tabla 2.19: Condiciones de entrada al decantador primario

CAUDAL	Actual	Futuro
$Q_{med, invierno} (m^3 h^{-1})$	333,79	655,29
$Q_{punta, verano} (m^3 h^{-1})$	1188,24	2862,33
$Q_{med, verano} (m^3 h^{-1})$	588,54	1018,08
CARGA	Invierno	Verano
$DBO_5 (kg \cdot día^{-1})$	5075,50	7885,46
$DQO (kg \cdot día^{-1})$	26742,19	41547,57
$SST (kg \cdot día^{-1})$	12266,27	19057,30

Las condiciones de entrada en el decantador se corresponden con las condiciones de salida del desarenador.

2.3.1.1 Superficie horizontal

Se calcula la superficie horizontal para caudal medio y para caudal máximo despejando en la siguiente ecuación:

$$V_{asc}(Q_{med}) = \frac{Q_{med}}{S_H} \quad (2.28)$$

$$1,3 = \frac{655,29}{S_H} \Rightarrow S_H(Q_{med}) \geq 504,07m^2 \quad (2.29)$$

$$2,2 = \frac{1018,03}{S_H} \Rightarrow S_H(Q_{max}) \geq 462,77m^2 \quad (2.30)$$

Puesto que el caso más desfavorable es aquel en el que el caudal es medio, se selecciona el valor de $S_H = 504,07m^2$.

2.3.1.2 Volumen del decantador

Como se sabe el tiempo de residencia es igual a:

$$t_R = \frac{V}{Q} \quad (2.31)$$

Se calcula el volumen de la unidad de decantación como:

$$V(Q_{med}) = 2,5 \cdot 655,29 = 1638,23m^3 \quad (2.32)$$

$$V(Q_{\max}) = 1,5 \cdot 1018,08 = 1527,12m^3 \quad (2.33)$$

En este caso el valor más desfavorable también es a caudal medio. Se selecciona, entonces, $V = 1638,23m^3$.

2.3.1.3 Relaciones dimensionales

Se calcula, primero, la superficie horizontal para cada una de las unidades de decantación:

$$\text{Superficie unitaria} = \pi \cdot r^2 \Rightarrow \text{Superficie unitaria} = \frac{504,07}{2} = 252,04m^2 \quad (2.34)$$

$$r = \sqrt{\frac{1638,23}{\pi}} = 8,96m \quad (2.35)$$

Se calcula, a continuación, el volumen unitario y la altura recta en vertedero (h).

$$\text{Volumen unitario} = \frac{1638,23}{2} = 819,11m^3 \quad (2.36)$$

$$h = \frac{\text{Volumen unitario}}{\text{Superficie unitaria}} = \frac{819,11}{252,03} = 3,25m \quad (2.37)$$

La altura obtenida es superior a los 3m recomendados. Para corregir esto se fija la altura a 3m y se amplía la superficie horizontal:

$$S_H = \frac{V}{h} = \frac{819,11}{3} = 273,04m^2 \quad (2.38)$$

$$r = \sqrt{\frac{273,04}{\pi}} = 9,32m \quad (2.39)$$

$$V_{asc}(Q_{med}) = \frac{\frac{655,29 \text{ m}^3}{273,04 \text{ m}^2}}{2 \text{ h}} = 1,20 \frac{\text{m}}{\text{h}} \text{ cumple con la Tabla 2.18 } (< 2 \text{ m/h}) \quad (2.40)$$

$$V_{asc}(Q_{med}) = \frac{\frac{1018,08 \text{ m}^3}{273,04 \text{ m}^2}}{2 \text{ h}} = 1,86 \frac{\text{m}}{\text{h}} \text{ cumple con la Tabla 2.18 } (< 3 \text{ m/h}) \quad (2.41)$$

Tabla 2.20: Velocidades ascensionales a caudal medio y máximo
(Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997)

	Velocidad a caudal medio			Velocidad a caudal máximo		
	Valor mínimo	Valor típico	Valor máximo	Valor mínimo	Valor típico	Valor máximo
Decantadores circulares	1	1,50	2,00	2,00	2,50	3,00
Decantadores rectangulares	0,80	1,30	1,80	1,80	2,20	2,60

2.3.1.4 Zona de entrada

La altura en zona de reparto considerando una pendiente de solera del 3% es

$$h' = h + 0,03 \cdot r = 3 + 0,03 \cdot 9,32 = 3,28 \text{ m} \quad (2.42)$$

Adoptando una relación de alturas $h_1/h = 0,4$, la altura sumergida en chapa es igual a: $h_1 = 3,28 \cdot 0,4 = 1,31 \text{ m}$. (2.43)

El diámetro de la chapa deflectora adoptando una relación de diámetros

$$\phi_1/\phi = 0,15 \text{ es } \phi_1 = 0,15 \cdot (9,32 \cdot 2) = 2,80 \text{ m}. \quad (2.44)$$

2.3.1.5 Vertedero de salida

Se calcula primero la longitud del vertedero: $2 \cdot \pi \cdot r = 58,58m$ (2.45)

Con esta longitud se puede calcular el caudal vertido por metro a Q_{med}

$$\frac{655,29}{\frac{2}{58,58}} = 5,59 \frac{m^3}{m \cdot h} < 9,5 \text{ (valor máximo recomendado)} \quad (2.46)$$

De la misma forma se puede calcular, también, el caudal vertido por metro a

Q_{max} :

$$\frac{1018,08}{\frac{2}{58,58}} = 8,69 \frac{m^3}{m \cdot h} < 18 \text{ (valor máximo recomendado)} \quad (2.47)$$

2.3.1.6 Producción de fangos

Se fija un rendimiento en la eliminación de sólidos en suspensión del 55%. Por tanto, la cantidad de fangos producida, será:

$$F_1 (SST) = 0,55 \cdot 14940,65 = 8217,36 \frac{kgSST}{día} \text{ en invierno} \quad (2.48)$$

$$F_1 (SST) = 0,55 \cdot 23212,30 = 12766,67 \frac{kgSST}{día} \text{ en verano} \quad (2.49)$$

El valor medio de la concentración de purga de este tipo de decantadores es del 3%. Aproximando la densidad del agua residual a $1000 kg/m^3$, la concentración de SST en la purga será de $30 kg/m^3$. Por tanto el caudal de la purga será:

$$Q_{purga} = \frac{8217,36}{30} = 273,91 \frac{m^3}{día} \text{ en invierno} \quad (2.50)$$

$$Q_{\text{purga}} = \frac{12766,67}{30} = 425,56 \frac{m^3}{\text{día}} \text{ en verano} \quad (2.51)$$

2.3.1.7 Poceta de fangos

Para que no se produzcan fenómenos biológicos indeseables en el fango (nitrificación-desnitrificación) el tiempo de residencia (t_R) de los mismos debe ser

$$t_R < 8h.$$

De esta forma se puede calcular el volumen de la poceta de fangos:

$$V_{\text{poceta}} = \frac{Q_{\text{purga verano}} \cdot t_R}{\text{n}^\circ \text{ líneas}} = \frac{425,56 \cdot (8/24)}{2} = 70,93 m^3 \quad (2.52)$$

2.4 TRATAMIENTO SECUNDARIO

2.4.1 Introducción

El objetivo del tratamiento secundario es reducir el contenido de los sólidos filtrables en el agua residual. Esta reducción se puede hacer mediante procesos:

- Químicos: reducen el contenido de materia coloidal por adicción de agentes coagulantes-floculantes.
- Biológicos: reducen el contenido de la materia orgánica biodegradable en estado disuelto y/o coloidal, por la acción de microorganismos.

Estos tratamientos biológicos son seleccionados, preferentemente, respecto a los tratamientos físico-químicos. En esta ocasión, debido al aumento de la población que se produce en el periodo estival, es imposible que los microorganismos se adapten a un cambio tan significativo de caudal, pudiéndose producir el lavado del reactor biológico.

El tratamiento físico-químico presenta dos inconvenientes:

- Mayor producción de fangos
- Mayor consumo de reactivos

Tabla 2.21: Caudales de entrada a cada uno de los tratamientos

Constituyente	Entrada T. BIOLÓGICO		Constituyente	Entrada T. FÍSICO-QUÍMICO	
$Q_{med,inv} (m^3 día^{-1})$	24127,21		$Q_{med,inv} (m^3 día^{-1})$	8707	
	$kg \cdot día^{-1}$	$mg \cdot l^{-1}$		$kg \cdot día^{-1}$	$mg \cdot l^{-1}$
<i>DBO</i>	3440,79	143	<i>DBO</i>	1689,16	194
<i>DQO</i>	9300,82	385	<i>DQO</i>	4379,62	503
<i>SST</i>	7433,46	308	<i>SST</i>	3787,55	435

El caudal que entra al tratamiento biológico es el caudal medio de invierno que sale del tratamiento primario, es decir, el caudal que procede del desarenador menos el caudal de purga ($Q_{\text{med,inv}} - Q_{\text{purga}}$). En época estival a este caudal se le añade la corriente de agua residual que sale del tratamiento físico-químico (este caudal es el que se tiene en cuenta para los cálculos ($Q_{\text{med,inv}} + Q_{\text{sal, fco-qco}} - Q_{\text{purga}}$). Por otra parte el caudal que entra en el tratamiento físico-químico es el constituido por los excedentes de caudal debidos a un aumento de la población en el periodo estival ($Q_{\text{med,ver}} - Q_{\text{med,inv}}$).

2.4.2 Coagulación-Floculación

El exceso de caudal que se genera durante el periodo estival pasará a una línea de tratamiento físico-químico.

Para esta E.D.A.R se selecciona el siguiente tratamiento:

- Coagulación con cloruro férrico y cal, para neutralizar la carga superficial de la materia coloidal. La mezcla se hará mediante un mezclador estático en línea.
- Floculación en un tanque con agitación lenta para agregar las partículas neutralizadas y facilitar su decantación.

Las propiedades de los reactivos utilizados vienen, a continuación, indicadas:

$$\rho_{\text{FeCl}_3} = 1,4175 \text{ kg/l}$$

$$\rho_{\text{Cal}} = 0,68 \text{ kg/l}$$

$$P.M_{\text{FeCl}_3} = 162,1 \text{ g/mol}$$

$$P.M_{\text{Cal}} = 56 \text{ g/mol}$$

El agua a tratar tiene las siguientes características:

Tabla 2.28: Características de la corriente de entrada

Constituyente	Entrada T. FÍSICO-QUÍMICO	
$Q_{med,inv}$ ($m^3 \text{ día}^{-1}$)	8707	
	$kg \cdot \text{día}^{-1}$	$mg \cdot l^{-1}$
DBO	1689,16	194
DQO	4379,62	503
SST	3787,55	435

2.4.2.1 Volumen del tanque de floculación

Para los procesos de floculación se recomienda un tiempo de residencia de entre 15-30 min (Metcalf & Hedí, 1995). Se selecciona un tiempo de residencia de 30 minutos.

$$V_i = t_R \cdot Q = 30 \text{ min} \cdot 8707 \frac{m^3}{d} \cdot \frac{1d}{24h} \cdot \frac{1h}{60 \text{ min}} = 181,40 m^3 \quad (2.53)$$

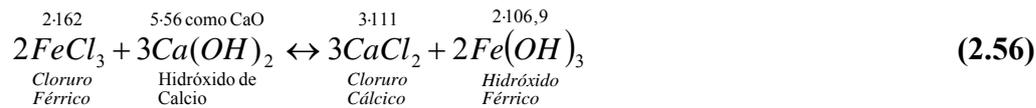
2.4.2.2 Reactivos empleados y producción de lodos

Se recomienda una concentración de reactivos entre 100 – 600 mg/l. Para este caso se selecciona una concentración media:

$$[FeCl_3] = \frac{100 + 700}{2} = 350 \text{ mg/l} \rightarrow 0,35 \text{ kg/m}^3 \quad (2.54)$$

$$M_{FeCl_3} = 0,35 \frac{kgFeCl_3}{m^3} \cdot 8707 \frac{m^3}{d} = 3047,45 \frac{kgFeCl_3}{d} \quad (2.55)$$

Para calcular la cantidad de cal que se produce se parte de la siguiente reacción química:



$$M_{cal} = 3047,02 \frac{kgFeCl_3}{día} \cdot \frac{(5 \cdot 56)kgCaO}{(2 \cdot 162)kgFeCl_3} = 2633,60 \frac{kgCaO}{día} \quad (2.57)$$

Conocida la cantidad de cal producida, se calcula la cantidad de fango (F) que se produce tras la adición de los agentes químicos coagulantes.

$$F = 3047,45 \frac{kgFeCl_3}{d} \cdot \frac{(3 \cdot 111)kgCaCl_2 + (2 \cdot 106,9)kgFe(OH)_3}{(2 \cdot 162)kgFeCl_3} = 5143,04 \frac{kg}{día} \quad (2.58)$$

2.4.2.3 Sistemas de alimentación de reactivos

Se dispone de dos reactivos, por tanto, se necesitan dos tanques de almacenamiento cuyos volúmenes (suponiendo tiempos de aprovisionamiento de una semana) son:

$$V_{FeCl_3} = \frac{3047,45 \frac{kg}{l}}{1,4175 \frac{kg}{l}} \cdot 7d \cdot \frac{m^3}{10^3 l} = 15,05m^3 \quad (2.59)$$

$$V_{cal} = \frac{2633,60 \frac{kg}{l}}{0,68 \frac{kg}{l}} \cdot 7d \cdot \frac{m^3}{10^3 l} = 27,11m^3 \quad (2.60)$$

2.4.2.4 Agitación

Camp y Stein (*Velocity Gradients and Internal Work in Fluid Motion, 1943*) estudiaron como se determinan los gradientes de velocidad y sus efectos sobre los tanques de coagulación. Obtuvieron la siguiente ecuación:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (2.61)$$

G : gradiente de velocidad medio (s^{-1})

P : potencia necesaria (w)

μ : volumen del floculador (m^3)

Como se observa en la tabla 2.29, se recomienda un valor medio de gradiente de velocidad para este tipo de operaciones $G = \frac{80 + 20}{2} = 50s^{-1}$. La potencia a instalar será, por tanto, de:

$$P = 50^2 \cdot \frac{1}{s^2} \cdot 1,139 \cdot 10^{-3} \frac{N \cdot s}{m^2} \cdot 181,40m^3 = 516,52w \quad (2.62)$$

Tabla 2.29: Gradiente de velocidad y tiempo de retención típico de los procesos de tratamiento de las aguas residuales (Metcalf & Eddy, 1995)

Proceso	Intervalo de valores	
	Tiempo de retención	Valor de $G(s^{-1})$
Operaciones de mezcla rápida típicas	5 – 20s	250 – 1500
Mezcla rápida en procesos de filtración de contacto	< 1 – 5s	1,55 – 7500
Procesos de floculación típicamente empleados en el tratamiento del agua residual	10 – 30 min	20 – 80
Floculación en procesos de filtración directa	2 – 10 min	20 – 100
Floculación en procesos de filtración de contacto	2 – 5 min	30 – 150

2.4.2.5 Decantador lamelar de lodos físico-químicos

Se dimensiona un decantador que trabaja con flujo en régimen laminar ($100 < Re < 500$) gracias a unas láminas inclinadas (lamelas) dispuestas a lo largo del decantador.

2.4.2.6 Carga superficial

Los decantadores lamelares (*Metcalfe & Eddy, 1995*) se han venido calculando de la siguiente manera:

Velocidades ascensoriales (cargas superficiales) $120 - 185 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

Eficiencia de eliminación de sólidos $> 90\%$

Para el decantador lamelar utilizado se adopta una velocidad ascensorial media de $170 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

2.4.2.7 Construcción de decantadores lamelares

Por su durabilidad se prefiere el uso del acero inoxidable para el sistema de sedimentación acelerado o lamelar. Se utiliza (*Metcalfe & Eddy, 1995*) con espesores pequeños del orden de $0,7 - 0,9 \text{ mm}$ y con tamaños entre $1,25 - 1,52 \text{ m}$ de ancho por $3,05 - 3,25 \text{ m}$ de largo.

Se escogen los valores más desfavorables para evitar posibles errores en la construcción.

Tabla 2.30: Parámetros fijados de los decantadores

Ancho de placa	$3,25\text{m}$
Largo de placa	$1,52\text{m}$
Espesor de placa	$0,009\text{m}$

2.4.2.8 Dimensionamiento

El decantador lamelar dispone de dos compartimentos, uno a cada lado de un canal colector central de agua clarificada. Cada compartimento tendrá dos hileras de lamelas.

Tabla 2.31: Parámetros de diseño del decantador lamelar

Distancia entre placas	0,05m
Ángulo inclinación placas	60°
Longitud pasarela central	1m
Número de unidades	1
Número de hileras	2
Número de compartimentos por unidad	2

La superficie total (*Metcalf & Eddy, 1995*) se calcula mediante la ecuación (2.63):

$$S = \frac{Q_{ent}}{v_0} \cdot \left(1 + \frac{e_p}{e} \right) \quad (2.63)$$

Q_{ent} : caudal de entrada (m^3/d)

S : superficie (m^2)

v_0 : velocidad ascensorial ($m^3 \cdot m^{-2} \cdot d$)

e : espacio entre placas (m)

e_p : espesor de placas (m)

$$S = \frac{8705,76 \frac{m^3}{día}}{170 \frac{m^3}{m^2 \cdot día}} \cdot \left(1 + \frac{0,008}{0,05} \right) = 59,41m^2 \quad (2.64)$$

Para calcular el ancho útil hay que tener en cuenta que se tienen cuatro hileras (dos a cada lado del canal central). Estas hileras se solapan 20cm entre las dos hileras de cada compartimento. Por tanto:

$$\text{ancho útil} = \left(2 \cdot 3,25 - 0,2m \cdot (2 - 1) \text{hilera} \right) \cdot 2 \text{compartimento} = 12,6m \quad (2.65)$$

A este valor hay que sumarle 1m que es la anchura del canal. De esta manera se obtiene la anchura total del decantador.

$$\text{ancho total} = \text{ancho útil} + 1 = 13,6m$$

Para calcular la longitud útil del decantador se divide la superficie entre el ancho:

$$L_{\text{útil}} = \frac{S_{\text{útil}}}{\text{ancho útil}} = \frac{59,41m^2}{13,6m} = 4,37m \quad (2.66)$$

Para calcular el número de espacios entre hileras por cada lamela:

$$\text{espacios} = \frac{L_{\text{útil}} \cdot \text{sen} \theta}{e + e_p} \quad (2.67)$$

$L_{\text{útil}}$: longitud útil decantación (m)

θ : ángulo de inclinación de placas

e : espesor entre placas (m)

e_p : espesor de placa (m)

$$\text{espacios} = \frac{4,37 \cdot \text{sen}(60)}{0,05 + 0,008} = 65 \quad (2.68)$$

El número de placas es el número de espacios más uno \Rightarrow 66placas

Se ajusta la longitud añadiéndole los espesores:

$$\text{ajuste de longitud} = 4,37 + \frac{66 \cdot 0,008 \cdot 0,05}{\text{sen } 60 + 4,37} = 4,37 + 0,01 = 4,38m \quad (2.69)$$

A esta longitud le hay que añadir 60cm de acceso antes de las placas y 20cm de espesor de un muro de cierre al comienzo de la zona de placas. Esa será la longitud útil.

$$L_{\text{útil}} = 4,38 + 0,6 + 0,2 = 5,18m \quad (2.70)$$

Se dejan 2,5m de espacio libre por debajo de las placas para circulación y distribución de flujo de entrada, 1,32m como altura de las placas inclinadas ($1,52 \text{sen } 60$), 0,9m para equilibrar los flujos por encima de las placas y recoger el agua decantada, y 0,3m como borde libre. La profundidad total del decantador será de 5,02m

2.4.2.9 Comprobación del régimen de flujo

Mediante uno de los módulos adimensionales conocidos, el Reynolds (Re), se puede saber si el decantador trabaja en régimen laminar o turbulento. Para ello:

$$\text{Re} = \frac{2 \cdot v_0 \cdot e}{\nu} \quad (2.71)$$

Re : Número de Reynolds (adimensional)

v_0 : velocidad ascensional (m/d)

e : espacio entre placas (m)

ν : viscosidad cinemática del agua (m^2/s)

$$\text{Re} = \frac{2 \cdot 170 \frac{\text{m}}{\text{d}} \cdot 0,05}{1,01 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} \cdot 86400 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 194,81 < 2300 \Rightarrow \text{RÉGIMEN LAMINAR} \quad (2.72)$$

2.4.2.10 Reducción de la carga contaminante

Los porcentajes de reducción medios en el agua según la bibliografía (*Metcalf & Eddy, 1995*) tras el tratamiento físico-químico son los siguientes:

DBO	58,75%
DQO	45%
SST	81,25%

Esto supone una concentración en la corriente de salida de agua y fango.

Tabla 2.32: Corrientes de salida del tratamiento físico-químico

	SALIDA FANGO		SALIDA AGUA	
$Q_{\text{med}} (m^3 \text{ día}^{-1})$	105,40		8674,12	
Constituyente	$(kg \cdot \text{día}^{-1})$	$(mg \cdot l^{-1})$	$(kg \cdot \text{día}^{-1})$	$(mg \cdot l^{-1})$
DBO	992,38	9393	692,55	80
DQO	1970,83	18700	2408,79	278
SST	8220,42	78000	710,16	82

El agua residual de salida se recircula a la unidad de tratamiento biológico (apartado 2.4.3) pues su concentración de DBO5 es superior al valor máximo permitido.

El volumen de fango que se produce a la salida del tratamiento físico-químico se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{W_s}{\rho_s \cdot S_{sl} \cdot P_s} \quad (2.73)$$

W_s : peso de los sólidos secos (kg)

ρ_s : densidad del agua (kg/m^3)

S_{sl} : peso específico del fango

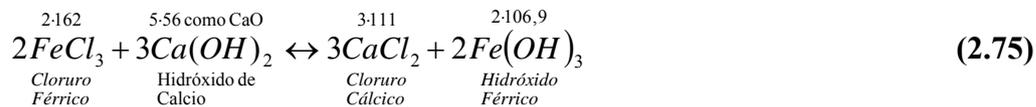
P_s : fracción de sólidos expresada en tanto por uno

Los valores de S_{sl} y P_s para este caso son 1,04 y 0,075 respectivamente.

El fango total producido en este proceso es igual al fango producido en la reducción por tratamiento físico-químico más la suma del fango producido debido a la adición de los coagulantes.

$$M_{fango} = 0,8125 \cdot kgSST_{entrada} + kgFe(OH)_3 + kgCaCl_2 \quad (2.74)$$

Se sabe que se producen $3047,45 \frac{kgFeCl_3}{día}$. Según la reacción:



Se puede, a continuación, calcular las cantidades de $CaCl_2$ y $Fe(OH)_3$ necesarias.

$$3047,45 \frac{kgFeCl_3}{d} \cdot \frac{(3 \cdot 111)kgCaCl_2}{(2 \cdot 162)kgFeCl_3} = 3132,10 \frac{kgCaCl_2}{día} \quad (2.76)$$

$$3047,45 \frac{kgFeCl_3}{d} \cdot \frac{(2 \cdot 106,9)kgFe(OH)_3}{(2 \cdot 162)kgFeCl_3} = 2010,94 \frac{kgFe(OH)_3}{día} \quad (2.77)$$

$$M_{fango} = 0,8125 \cdot 3788,22 + 2010,94 + 3132,10 = 8220,97 \frac{kg \text{ lodos}}{d} = W_s \quad (2.78)$$

Aplicando la ecuación (2.73) se calcula el caudal del fango:

$$V = \frac{8220,97}{1,04 \cdot 0,075 \cdot 10^3} = 105,40 \frac{m^3}{d} \quad (2.79)$$

2.4.2.11 Deshidratación de lodos físico-químicos

Debido al carácter estacional de esta línea de tratamiento se emplean los mismos filtros banda del tratamiento de lodos (ver apartado 2.5.4).

2.4.3 Tratamiento biológico

El caudal que entra a esta unidad considerado para el cálculo es

$$Q_{ent,biol} = Q_{med,inv} + Q_{agua,fco-quim} + Q_{purga}$$

Se dispone de un sistema como el indicado en la figura 2.2. El reactor utilizado es un tanque de aireación.

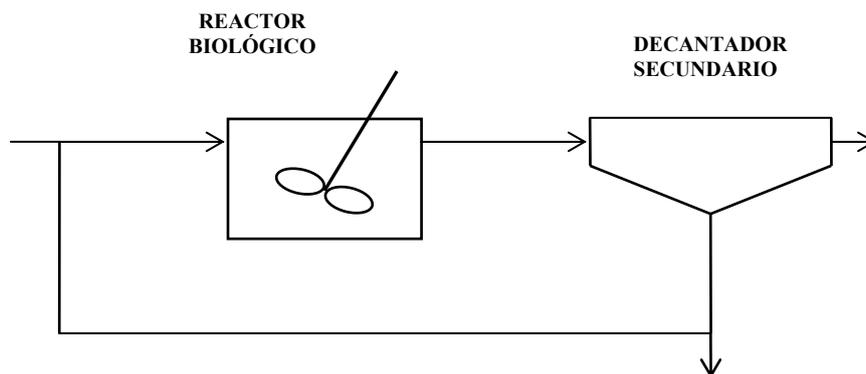


Figura 2.2: Esquema del tratamiento biológico

2.4.3.1 Cálculo DBO_5 de salida y rendimiento del proceso

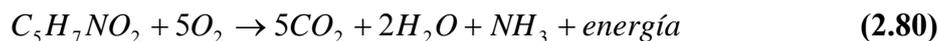
El valor máximo permitido para la DBO_5 según la normativa es de 25 mg/l .

Este valor incluye la DBO_5 soluble y la DBO_5 particulada.

La DBO_5 soluble se define como aquella fracción que entra al tratamiento biológico y no es capaz de biodegradar.

La DBO_5 particulada es aquella debida a los sólidos en suspensión biológicos biodegradables. Se calcula teniendo en cuenta que:

- La concentración de SST en el efluente debe ser de 35 mg/l según la normativa vigente.
- De esta cantidad de SST el 80% son volátiles, según los datos de partida de diseño y, se estima, que el 65% son biodegradables.
- Según la reacción general de respiración endógena que se da en el proceso de fangos activos se sabe que se consume $1,42 \text{ g de } O_2 / \text{g de célula}$. Se calcula de esta manera la DBO_L o última.



- Se supone que la cinética de la reacción de la DBO_5 se corresponde con la de una reacción de primer orden y que el valor de $k = 0,1 \text{ días}^{-1}$. Se calcula, entonces, la DBO_5 de la siguiente manera:

$$\frac{dL_t}{dt} = -K \cdot L_t \quad (2.81)$$

$$\ln L_t|_0^t = -K \cdot t \quad (2.82)$$

$$L_t = DBO_L \cdot 10^{-K \cdot t} \quad (2.83)$$

$$L_t = DBO_L \cdot 10^{-0,1 \cdot t} \quad (2.84)$$

Donde L_t es la cantidad de DBO que queda en el agua en el instante t . Por tanto la cantidad de DBO eliminada en 5 días es:

$$DBO_5 = DBO_L - L_5 = DBO_L \cdot (1 - e^{-0,15}) = DBO_L \cdot 0,68 \quad (2.85)$$

Se calcula, por tanto, la DBO soluble como:

$$DBO_5 \text{ soluble} = DBO_5 \text{ del efluente} - DBO_5 \text{ particulada} \quad (2.86)$$

$$DBO_{5, \text{soluble}} = 0,25 \frac{mgSST}{l} - 0,35 \frac{mgSST}{l} \cdot 0,8 \frac{mgSSV}{mgSST} \cdot 0,65 \frac{mgSSVB}{mgSSV} \cdot 1,45 \frac{mgDBO_L}{mgSSVB} \cdot 0,68 \frac{mgDBO_5}{mgDBO_L}$$

$$DBO_{5, \text{soluble}} = 7,05 \frac{mg}{l} \quad (2.87)$$

Puesto que la entrada de la carga del contaminante sufre fluctuaciones a lo largo del día, este valor ha de ser multiplicado por un coeficiente de fiabilidad. Para el caso de los reactores biológicos se estima un valor del coeficiente de fiabilidad de 0,43.

Por tanto, el valor de diseño de la DBO_5 a la salida es:

$$DBO_5 \text{ soluble} = 0,43 \cdot DBO_{5, \text{soluble}} = 3,03 \frac{mg}{l} \quad (2.88)$$

Se puede calcular el rendimiento del proceso como:

$$R(\%) = \frac{(DBO_{ent} - DBO_{sal})}{DBO_{ent}} \cdot 100 = \frac{143 - 3,03}{143} \cdot 100 = 97,88\% \quad (2.89)$$

2.4.3.2 Edad del fango mínima

En la bibliografía (*Metcalf & Eddy, 1995*) recomienda una edad mínima del fango de entre 4 y 12 días.

Para este caso:

$$\theta_{c,\min} = 10 \text{ días} \equiv \theta_c \quad (2.90)$$

2.4.3.3 Volumen del reactor biológico

Para calcular el volumen del reactor biológico se emplean las siguientes ecuaciones (*Metcalf & Eddy, 1995*):

$$X = \frac{\theta_c \cdot Y \cdot (S_0 - S)}{\theta \cdot (1 + K_d \cdot \theta_c)} \quad (2.91)$$

X : Concentración de sólidos en suspensión volátiles (3500 mg/l)

θ_c : Edad del fango mínima (10 días)

Y : ($0,6 \text{ mgSSV/mgDBO}_5$)

S_0 : Concentración de DBO_5 de entrada al reactor biológico (194 mg/l)

S : Concentración de DBO_5 que escapa al tratamiento (3 mg/l)

K_d : Constante de endogénesis ($0,015 \text{ días}^{-1}$)

θ : Tiempo de detención hidráulica (días)

Los valores de los coeficientes cinéticos Y y K_d y el valor de la concentración de sólidos en suspensión volátiles (X) han sido obtenidos de la bibliografía (*Metcalf & Eddy, 1995*).

$$\theta = \frac{V_r}{Q} \quad (2.92)$$

V_r : Volumen del reactor biológico (m^3)

Q : Caudal de la corriente de entrada al reactor ($\text{m}^3/\text{día}$)

Despejando la ecuación (2.65) en la (2.64) se obtiene:

$$V_r = \frac{\theta_c \cdot Q \cdot Y \cdot (S_0 - S)}{X \cdot (1 + K_d \theta_c)} \quad (2.93)$$

Se obtiene, por tanto, el siguiente volumen para el reactor biológico:

$$V_r = \frac{10 \text{ días} \cdot 24127,21 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot 0,6 \frac{\text{mgSSV}}{\text{mgDBO}_5} \cdot \left(143 \frac{\text{mg}}{\text{l}} - 3,03 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \right)}{3500 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \cdot \left(1 + 0,06 \frac{1}{\text{días}} \cdot 10 \text{ días} \right)} = 4510,29 \text{ m}^3 \quad (2.94)$$

La carga másica y la carga volumétrica se calculan con las siguientes ecuaciones (Metcalf & Eddy, 1995).

$$C_m = \frac{S_0 \cdot Q}{X \cdot V_r} = 0,26 \frac{\text{kgDBO}}{\text{MLSS}} \quad (2.95)$$

$$C_v = \frac{S_0 \cdot Q}{X} = 0,26 \frac{\text{kgDBO}}{\text{MLSS}} \quad (2.96)$$

2.4.3.4 Oxígeno necesario en condiciones estándar

En esta estación el oxígeno se utiliza para la oxidación de la materia carbonosa. La norma dice que el oxígeno necesario en condicione estándar se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$O_{NEC,EST} = \frac{0,144\theta_c + 1,072^{(T-15)}}{1 + \theta_c \cdot 0,08 \cdot 1,072^{(T-15)}} + 0,5 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg DBO}_5} \quad (2.97)$$

Sustituyendo en esta ecuación θ_c y T (ambos conocidos) se obtiene.

$$O_{NEC,EST} = 1,85 \frac{kgO_2}{kgDBO_5} \quad (2.98)$$

Con este valor se calcula la cantidad de oxígeno necesario en condiciones estándar.

$$1,85 \frac{kgO_2}{kgDBO_5} \cdot 3440,79 \frac{kgDBO_5}{día} = 6373,31 \frac{kgO_2}{día} \quad (2.99)$$

2.4.3.5 Oxígeno necesario en condiciones reales

Las condiciones estándar no son las condiciones reales de operación. La fórmula que relaciona las condiciones estándar con las condiciones de operación es:

$$\text{Oxígeno real} = \frac{\text{Oxígeno teórico}}{K_t} \quad (2.100)$$

K_t es un coeficiente que se calcula como el producto de otros tres coeficientes:

$$K_t = K_{t_1} \cdot K_{t_2} \cdot K_{t_3} \quad (2.101)$$

a) Cálculo de K_{t_1} :

Se sabe que la aportación de oxígeno es proporcional al coeficiente de saturación, por lo tanto:

$$K_{t_1} = \frac{C'_s - C_x}{C_s} \quad (2.102)$$

donde:

C'_s : Concentración de saturación en el tanque de aireación a la temperatura t

C_x : Concentración media de oxígeno en el tanque de aireación

Sin nitrificación $C_x = 2 \text{ mg/l}$

C_s : Saturación en agua clara, a temperatura T y a presión atmosférica normal.

Los valores de C_s figuran en la siguiente tabla:

Tabla 2.33: Valores de saturación en agua clara

T(°C)	C_s (mg/l)	T(°C)	C_s (mg/l)
1	14,23	16	9,95
2	13,84	17	9,74
3	13,48	18	9,54
4	13,13	19	9,35
5	12,80	20	9,17
6	12,48	21	8,99
7	12,17	22	8,83
8	11,87	23	8,68
9	11,59	24	8,53
10	11,33	25	8,38
11	11,08	26	8,22
12	10,83	27	8,07
13	10,67	28	7,92
14	10,37	29	7,77
15	10,15	30	7,63

Una vez obtenido el valor de C_s , se calcula C'_s . Para ello se realizan una serie de correcciones:

- El parámetro β tiene en cuenta las materias en suspensión del licor y sus salinidades. En condiciones normales se adopta $\beta = 0,98$ hasta salinidades de 3 mg/l .

- El parámetro C_p tiene en cuenta las variaciones de presión debidas a la altitud. Este parámetro se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$C_p = 1 - 0,111 \cdot \frac{\text{altitud}(m)}{1000} = 0,99 \quad (2.103)$$

- El parámetro C_A corrige la influencia que tiene la altura del agua en el tanque de aireación. Para aireadores superficiales, la concentración de saturación media es la misma que en la superficie. Para este caso $C_A = 1$.

Conocidos β , C_p y C_A se calcula C'_s .

$$C'_s = \beta \cdot C_s \cdot C_p \cdot C_A \quad (2.104)$$

Se obtiene $C'_s = 9,64 \text{ mg/l}$. Con este valor la corrección K_{t_1} proporcional al déficit de saturación es igual a:

$$K_{t_1} = \frac{C'_s - C_x}{C_s} = \frac{9,64 - 2}{9,95} = 0,77 \quad (2.105)$$

b) Cálculo de K_{t_2}

La velocidad de disolución de oxígeno varía con la temperatura según:

$$K_{t_2} = 1,024^{T-10} = 1,024^{16-10} = 1,15 \quad (2.106)$$

c) Cálculo de K_{t_3}

La velocidad de disolución de oxígeno en el agua residual depende de:

- La concentración de sólidos en suspensión en e licor mezcla
- La concentración de tensoactivos
- El sistema de oxigenación
- La calidad del agua intersticial

La influencia de estos factores se traduce por un único factor K_{t_3} que representa:

$$K_{t_3} = \frac{\text{capacidad de transferencia de oxígeno en el licor del reactor}}{\text{capacidad del oxígeno en agua limpia}} \quad (2.107)$$

Para el diseño se adoptan los valores de la siguiente tabla:

Tabla 2.34: Valores del coeficiente K_{t_3}

Sistema de aireación	K_{t_3}
Aire con burbujas finas	
▪ Carga media con nitrificación	0,55
▪ Carga baja con nitrificación	0,65
Aire con difusores estáticos	0,80
Turbina de aireación	0,90
Aire con burbujas gruesas	0,90

En este caso se aplica una turbina de aireación. Por tanto $K_{t_3} = 0,90$.

Con los valores de estos coeficientes se puede calcular el valor del coeficiente global K_t aplicando la ecuación 2.108.

$$K_t = 0,768 \cdot 1,15 \cdot 0,90 = 0,80 \quad (2.108)$$

Conocido el valor del coeficiente K_1 se calcula el consumo global de oxígeno aplicando la ecuación (2.100):

$$O_{\text{necesario,real}} = \frac{6373,31}{0,80} = 7996,62 \frac{\text{kgO}_2}{\text{día}} \quad (2.109)$$

2.4.3.6 Potencia a instalar

Se adopta una capacidad de transferencia para las turbinas de $2 \text{ kgO}_2/\text{kw} \cdot \text{h}$.

$$\text{Potencia} = \frac{O_{\text{necesario,real}}}{C_{\text{transferencia}}} = \frac{7996,62 \frac{\text{kgO}_2}{\text{día}}}{2 \frac{\text{kgO}_2}{\text{kw} \cdot \text{h}} \cdot \frac{24\text{h}}{\text{día}}} = 166,60 \text{kw} \quad (2.110)$$

$$\text{Potencia} = \frac{166,60 \text{kw}}{0,7457 \frac{\text{kw}}{\text{c.v}}} = 223,41 \text{c.v} \text{ expresada en caballos de vapor} \quad (2.111)$$

2.4.3.7 Recirculación de lodos

Es necesario calcular el caudal de recirculación óptimo. Para ello existen diversas técnicas. Las estrategias de control se basan en mantener una determinada altura de la capa de fango en los decantadores finales o en mantener un determinado nivel de SSLM dentro del tanque de aireación.

Comúnmente se utiliza como método de ensayo de sedimentabilidad una medida empírica conocida como “índice de ensayo de sedimentabilidad” o “índice de Mohlman”. Éste se define como el volumen (en ml) que ocupa un gramo (peso seco) de sólidos del líquido mezcla del fango activado, después de sedimentar durante 30 minutos en un cilindro graduado de 1000 ml. En la práctica se calcula como el porcentaje que ocupa el fango, en volumen, en una muestra de líquido mezcla, tras sedimentar durante 30 minutos, dividido por la concentración de sólidos suspendidos del líquido mezcla expresada como porcentaje (P_w).

Para este caso se adopta un índice de Mohlman de 100, lo que supone:

$$\frac{1g}{100ml} \cdot \frac{1000ml}{l} \cdot \frac{1000mg}{1g} = 10000 mg/l \quad (2.112)$$

A continuación se aplica un balance de materia al volumen de control señalado en la figura 2.3, se puede calcular la relación Q_r/Q .

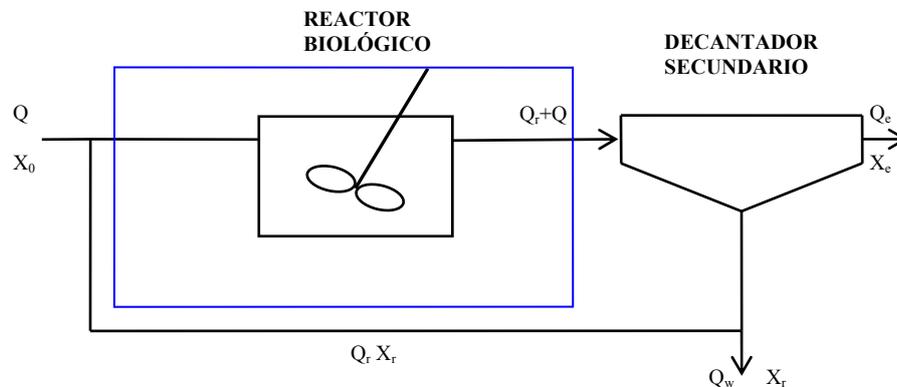


Figura 2.3: Balance de materia para el cálculo del caudal de recirculación

La expresión general para un balance de materia es:

$$\text{ENTRADA(E)} - \text{SALIDA(S)} + \text{GANANCIA(G)} = \text{ACUMULACIÓN(A)}$$

El término de acumulación (A) es nulo puesto que se alcanza un estado estacionario. Al volumen de control entran la alimentación fresca ($Q \cdot X_0$), los lodos recirculados ($Q \cdot X_r$) y la cantidad de biomasa producida. Salen $(Q + Q_r) \cdot X$.

$$Q \cdot X_0 + Q_r \cdot X_r + P_x = (Q + Q_r) \cdot X \quad (2.113)$$

$$Q \cdot X_0 - Q \cdot X + P_x = Q_r \cdot X - Q_r \cdot X_r \quad (2.114)$$

$$Q_r \cdot (X_r - X) + P_x = Q \cdot (X - X_0) \quad (2.115)$$

$$\frac{Q_r}{Q} = \frac{(X - X_0)}{(X_r - X)} - \frac{P_x}{Q_0 \cdot (X_r - X)} \quad (2.116)$$

La biomasa producida o incremento de la biomasa (P_x) se calcula (*Metcalf & Eddy, 1995*):

$$P_{x(SSV)} = Y_1 \cdot Q \cdot (S_0 - S) \quad (2.117)$$

$$Y_1 = \frac{Y}{1 + K_d \theta_c} = \frac{0,6}{1 + 0,06 \cdot 10} = 0,38 \quad (2.118)$$

$$P_{x(SSV)} = 0,38 \cdot \frac{m^3}{día} \cdot \left(143 \frac{mg}{l} - 3,03 \frac{mg}{l} \right) \cdot 10^3 \frac{l}{m^3} \cdot \frac{kg}{10^6 mg} = 1262,88 \frac{kg}{día} \quad (2.119)$$

$$P_x = \frac{P_{x(SSV)}}{0,8} = \frac{1262,88 \frac{kgSSV}{día}}{0,8 \frac{kgSSV}{kgSST}} = 1578,60 \frac{kgSST}{día} \quad (2.120)$$

Según la bibliografía (*Metcalf & Eddy, 1995*) los sólidos suspendidos volátiles en el líquido mezcla son $3,5 kg/m^3$ ($3500 mg/l$). Si este valor se sustituye en la ecuación (2.113) se obtiene una relación de caudales de:

$$\frac{Q_r}{Q} = \frac{(3500 - 0)}{(10000 - 3500)} - \frac{1578,60}{24127,21 \cdot (10000 - 3500)} = 0,54 \quad (2.121)$$

Este porcentaje indica que para mantener una concentración de sólidos suspendidos volátiles de $3500 mg/l$ se debe recircular el 54% del caudal. Esto quiere decir que el caudal de recirculación será:

$$Q_r = 0,54 \cdot Q_0 \quad (2.122)$$

$$Q_r = 0,54 \cdot 24127,21 = 12991,33 m^3 / día \quad (2.123)$$

2.4.3.8 Caudal de purga

Para calcular el caudal de purga primero es necesario saber la cantidad de fango a purgar.

Masa a purgar = Incremento de la biomasa (SSLM) – Sólidos perdidos en el efluente

Conocido el incremento de la biomasa (ver apartado anterior):

$$P_x = 1578,60 \text{ kg/día} \quad (2.124)$$

Se puede deducir (sabiendo se reduce la concentración de sólidos totales en un 88,59%) la cantidad de sólidos totales en el efluente:

$$7433,46 - (0,8859 \cdot 7433,46) = 848,16 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \quad (2.125)$$

Con este valor se calcula la masa a purgar

$$M_{\text{purga}} = 1578,60 - 848,16 = 730,44 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \quad (2.126)$$

Aunque la concentración de la biomasa que entra sea despreciable, no se está teniendo en cuenta los sólidos en suspensión que entran al afluente y que, si bien un pequeño porcentaje puede ser biodegradado, el resto debe salir del sistema. Se hace, por tanto, un balance global de sólidos para calcular la purga real. El fango a purgar será igual a los sólidos que se generan en el reactor, más los que entran por el afluente, menos los que salen por el efluente.

$$M_{\text{purga}} = 7433,46 + 1578,60 - 848,16 = 8163,90 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \quad (2.127)$$

Se conoce el valor de la concentración de purga X_r calculado previamente. Con el valor de la masa a purgar y su concentración, se puede obtener el caudal de purga.

$$X_r = 10^4 \frac{mg}{l} \cdot 10^3 \frac{l}{m^3} \cdot \frac{1kg}{10^6 mg} = 10 \frac{kg}{m^3} \quad (2.128)$$

$$Q_w = \frac{8163,90 \frac{kg}{d}}{10 \frac{kg}{m^3}} = 816,39 \frac{m^3}{d} \quad (2.129)$$

2.4.4 Decantador secundario

En esta E.D.A.R se aplica un decantador secundario convencional. Las recomendaciones sobre los parámetros de decantación vienen dadas en la siguiente tabla.

Tabla 2.35: Parámetros de un proceso de decantación secundaria

Proceso	Carga s/ Vertedero ($m^3 / (m \cdot h)$)		Carga de Sólidos ($kg / (m^2 \cdot h)$)		Tiempo de Retención (h)		Velocidad ascensional ($m^3 / (m^2 \cdot h)$)	
	Q_{med}	Q_{max}	Q_{med}	Q_{max}	Q_{med}	Q_{max}	Q_{med}	Q_{max}
Convencional	$\leq 5,7$	$\leq 10,5$	$\leq 2,5$	≤ 6	≥ 3	≥ 2	$\leq 0,8$	$\leq 1,5$
Alta Carga	$\leq 6,5$	$\leq 11,5$	$\leq 5,6$	$\leq 9,5$	$\geq 2,5$	$\geq 1,5$	$\leq 1,18$	≤ 2
Aireación Escalonada	$\leq 6,5$	$\leq 11,5$	$\leq 2,8$	$\leq 6,2$	≥ 2	$\geq 1,5$	$\leq 1,35$	≤ 2
Contacto Estabilización	$\leq 6,5$	$\leq 11,5$	$\leq 2,2$	$\leq 5,5$	$\geq 3,2$	$\geq 1,6$	$\leq 1,02$	≤ 2
Aireación Prolongada	≤ 4	≤ 9	$\leq 4,2$	≤ 7	$\geq 3,6$	$\geq 1,7$	$\leq 0,7$	$\leq 1,5$

Otro parámetro importante es la altura recta sobre vertedero (profundidad del agua medida en los muros perimetrales en los decantadores circulares, y en el muro de salida del efluente en los decantadores rectangulares). Se recomiendan (Metcalf & Eddy, 1995) los siguientes valores:

$$3m < h < 5m$$

A continuación se procede a dimensionar el decantador.

Se calcula el caudal máximo en invierno. Para ello como se realizó en el apartado de la base de cálculo, se calcula el factor punta máximo en invierno y se multiplica por el caudal medio (en invierno puesto que nos interesa saber los caudales sin contar los meses de verano).

$$F_{\text{max.invierno}} = 1,3 \quad (2.130)$$

$$Q_{\text{max.invierno}} = 1,3 \cdot Q_{\text{med.invierno}} \quad (2.131)$$

$$Q_{\text{max.invierno}} = 1,3 \cdot 15727 = 20445,1 \text{ m}^3/\text{día} \quad (2.132)$$

A estos caudales hay que sumarles el caudal de salida del tratamiento físico-químico y el caudal de recirculación que también entra al decantador secundario. Por tanto, los caudales totales que entran al decantador son:

$$Q_{\text{max.D}_2} = Q_{\text{max.invierno}} \cdot (1 + r) = (20445,1 + 8674,12) \cdot (1 + 0,54) = 44798,50 \text{ m}^3/\text{día} \quad (2.133)$$

$$Q_{\text{med.D}_2} = Q_{\text{med.invierno}} \cdot (1 + r) = (15453,09 + 8674,12) \cdot (1 + 0,54) = 37118,54 \text{ m}^3/\text{día} \quad (2.134)$$

2.4.4.1 Superficie mínima necesaria

$$S_1 = \frac{Q_{\text{máx.D}_2}}{V_{\text{asc}(Q_{\text{máx}})}} = \frac{44798,50 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{1,4 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \cdot 24 \frac{\text{h}}{\text{día}}} = 1333,29 \text{ m}^2 \text{ a caudal máximo} \quad (2.135)$$

$$S_2 = \frac{Q_{\text{med.D}_2}}{V_{\text{asc}(Q_{\text{med}})}} = \frac{37118,54 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{0,7 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \cdot 24 \frac{\text{h}}{\text{día}}} = 1104,82 \text{ m}^2 \text{ a caudal medio} \quad (2.136)$$

$$S_2 = \frac{C_{SS \max.}}{C_{SOL \max.}} = \frac{44798,50 \frac{m^3}{día} \cdot 3,5 \frac{kgSS}{m^3}}{6 \frac{kgSS}{m^2 \cdot h}} = 1088,85m^2 \quad (2.137)$$

$$S_4 = \frac{C_{SSmed.}}{C_{SOLmed.}} = \frac{37118,54 \frac{m^3}{día} \cdot 3,5 \frac{kgSS}{m^3}}{2,5 \frac{kgSS}{m^2 \cdot h}} = 2165,25m^2 \quad (2.138)$$

Se selecciona la mayor de las áreas por ser el caso más desfavorable ($S = 2165,25m^2$). Se adoptan dos unidades circulares, de diámetro:

2.4.4.2 Comprobación de la carga de sólidos

$$C_{(Q_{\max})} = \frac{X \cdot Q_{\max D_2}}{S} = \frac{3,5 \frac{kg}{h} \cdot \left(\frac{44798,50}{24} \right) \frac{kg}{h}}{2165,25m^2} = 3,02 \frac{kg}{m^2 \cdot h} \leq 6 \quad (2.139)$$

$$C_{(Q_{med})} = \frac{X \cdot Q_{med D_2}}{S} = \frac{3,5 \frac{kg}{h} \cdot \left(\frac{37118,54}{24} \right) \frac{kg}{h}}{2165,25m^2} = 1,63 \frac{kg}{m^2 \cdot h} \leq 2,5 \quad (2.140)$$

Los distintos valores de las cargas de sólidos cumplen las condiciones indicadas en la tabla 2.24. Por tanto, se puede concluir que la superficie adoptada es válida.

2.4.4.3 Volumen mínimo necesario

$$V_{(Q_{\max})} = t_{R(Q_{\max})} \cdot Q_{\max D_2} = 2 \cdot \left(\frac{44798,50}{24} \right) = 3733,21m^3 \quad (2.141)$$

$$V_{(Q_{med})} = t_{R(Q_{med})} \cdot Q_{med D_2} = 3 \cdot \left(\frac{37118,54}{24} \right) = 4639,82m^3 \quad (2.142)$$

Se selecciona el mayor de los volúmenes obtenidos. Esto es $V = 4639,82 m^3$.

2.4.4.4 Dimensiones unitarias

a) Se determina el radio unitario:

$$r = \sqrt{\frac{S}{\pi}} = \sqrt{\frac{2165,25m^2 \cdot \frac{1}{2unid.}}{\pi}} = 18,56m \quad (2.143)$$

b) Se determina la altura unitaria

$$h = \frac{V}{S} = \frac{4639,82m^3 \cdot \frac{1}{2unid.}}{2165,25m^2} = 2,14m \quad (2.144)$$

El valor no se encuentra dentro del intervalo recomendado (3-5 m) por lo que se adopta $r = 3m$ con lo que el nuevo volumen será:

$$V = h \cdot \pi \cdot r^2 = 2unid. \cdot (3m \cdot \pi \cdot (18,56m)^2) = 3247,87m^3 \quad (2.145)$$

2.4.4.5 Cálculo de la carga sobre vertedero

$$C_{vert(Q_{max})} = \frac{Q_{max D_2}}{2 \cdot \pi \cdot D} = \frac{\left(\frac{44849,07}{24}\right)}{2 \cdot \pi \cdot 24} = 6,20 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \leq 10,5 \quad (2.146)$$

$$C_{vert(Q_{med})} = \frac{Q_{med D_2}}{2 \cdot \pi \cdot D} = \frac{\left(\frac{37118,24}{24}\right)}{2 \cdot \pi \cdot 24} = 5,13 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \leq 5,7 \quad (2.147)$$

Con estos resultados se puede concluir que el diseño de este decantador secundario es válido.

2.4.4.6 Balance de materia (afluente/efluente/purga)

Se realiza, a continuación, un balance global del sistema de tratamiento biológico definiendo caudales y cargas contaminantes de cada corriente.

Tabla 2.36: Corriente de entrada (afluente)

Constituyente	Entrada	
$Q_{med,inv}$ ($m^3 día^{-1}$)	24127,21	
	kg/día	mg/l
DBO	3440,79	143
DQO	933,82	385
SST	7433,46	308

Tabla 2.37: Corriente de salida (efluente)

Constituyente	Reducción	Salida	
$Q_{med,inv}$ ($m^3 día^{-1}$)	816,39	23310,82	
		kg/día	mg/l
DBO	98,60%	73,11	3
DQO	82,50%	1627,64	70
SST	88,59%	848,16	36

Tabla 2.38: Corriente de lodos o purga

Constituyente	kg/día	mg/l
DBO	2,56	3
DQO	5423,25	6643
SST	8163,90	10000
$Q_{med,inv}$	$816,39 m^3/día$	

2.5 TRATAMIENTO DE FANGOS

2.5.1 Espesador por gravedad de lodos primarios

En la decantación primaria se producen fangos que se espesan por gravedad.

Los parámetros de diseño recomendados se recogen en la siguiente tabla:

*Tabla 2.39: Valores de diseño recomendados para el espesador
(Manual de Diseño de Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales, 1997)*

PARÁMETRO	VALOR
Carga de sólidos ($kgm^{-2}d^{-1}$)	90-130
Carga hidráulica ($m^3m^{-2}h^{-1}$)	$\leq 1,40$
Altura del espesador (m)	2,5-3
Tiempo de retención (m)	≤ 24
Concentración fango espesado (%)	8-10

Las características de los fangos que llegan al espesador son:

$Q_{med\ ver}$ ($m^3/día$)	425,56	Caudal de entrada
F_1 (SST) ($kg/día$)	12766,67	Caudal de fango a espesar
C_{F_1} (kg/m^3)	30	Concentración de entrada

Los parámetros de diseño que se adoptan son:

C_{FEG} (kg/m^3)	80	8 % Concentración de fangos espesados
C_H (EG) ($m^3/m^2 \cdot h$)	1,20	Carga hidráulica máxima
C_{SOL} (EG) ($kg/m^2 \cdot día$)	110	Carga de sólidos máxima
$t_{R(EG)}$ (h)	24	Tiempo mínimo de retención
t_{BF_1} ($h/día$)	8	Tiempo de operación del bombeo de fangos

2.5.1.1 Volumen necesario

El volumen del espesador se calcula con el caudal de entrada de fangos y el tiempo de retención mínimo de estos:

$$V_{EG} = \frac{F_1 (SST)}{C_{F1}} \cdot t_{R(EG)} = 425,56 \frac{m^3}{d} \cdot 24h \cdot \frac{1d}{24h} = 425,56m^3 \quad (2.148)$$

2.5.1.2 Superficie necesaria

El espesador trabaja diariamente 8 horas. Esto quiere decir que durante este tiempo se está bombeando fango. Por tanto, el caudal horario de fangos será:

$$\text{Caudal horario} = \frac{425,56}{8} = 53,19 \frac{m^3}{h} \quad (2.149)$$

Conocidos el caudal y el volumen del espesador se calcula la superficie necesaria:

$$A_{EG} = \frac{Q_{BF_1}}{C_{H(EG)}} = \frac{53,19 \frac{m^3}{h}}{1,2 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 44,33m^2 \quad (2.150)$$

Se utiliza una unidad circular de diámetro:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{EG}}{\pi}} = 13,44m \quad (2.151)$$

2.5.1.3 Comprobación de la carga de sólidos

$$C_{SOL(EG)} = \frac{F_1(SST)}{A_{EG}} = \frac{12766,67 \frac{kg}{día}}{44,33m^2} = 288 \frac{kg}{día \cdot m^2} \quad (2.152)$$

Este valor es mucho mayor al indicado en la tabla ¿¿¿, por tanto, es necesario que la superficie aumente al disminuir la carga de sólidos

(se toma un valor de ésta de $110 \frac{kg}{m^2 \cdot día}$).

$$A_1 = \frac{F_1(SST)}{C_{SOL(EG)}} = \frac{12766,67}{110} = 116,06m^2 \quad (2.153)$$

2.5.1.4 Dimensiones unitarias

Se calcula la altura:

$$h = \frac{V_{EG}}{A_{EG}} = \frac{425,56m^3}{116,06m^2} = 3,67m \quad (2.154)$$

Como la altura máxima recomendable son 3 metros, la superficie será:

$$A_{EG} = \frac{V_{EG}}{h} = \frac{425,56m^3}{3m} = 141,85m^2 \quad (2.155)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{EG}}{\pi}} = 13,44m \quad (2.156)$$

Se adopta un radio de 14m. Por tanto la superficie y el volumen definitivos son:

$$A_{EG\ REAL} = 176,71m^2 \quad (2.157)$$

$$V_{EG\ REAL} = 530,14m^3 \quad (2.158)$$

2.5.1.5 Comprobación de los parámetros de diseño

El tiempo de retención debe ser mayor o igual a 24 horas.

$$t_{R(EG)} = \frac{V_{EG} \cdot C_{F_1} \cdot 24}{F_1 (SST)} = \frac{530,14 \cdot 30 \cdot \frac{24h}{día}}{12766,67} = 29,90h \quad (2.159)$$

La carga hidráulica debe ser menor de $1,2 m^3 \cdot m^{-2} \cdot h^{-1}$.

$$C_H = \frac{Q_{BF_1}}{A_{EG}} = \frac{53,19 \frac{m^3}{h}}{176,71m^2} = 0,30 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \quad (2.160)$$

La carga de sólidos debe ser menor de $110 kg \cdot m^{-2} \cdot día^{-1}$

$$C_{SOL} = \frac{F_1 (SST)}{A_{EG}} = \frac{12766,67 \frac{kg}{d}}{176,71m^2} = 72,55 \frac{kg}{m^2 \cdot h} \quad (2.161)$$

Con estos valores se puede decir que el dimensionamiento es válido.

2.5.1.6 Purga de lodos

El rendimiento de captura de sólidos para este tipo de espesamiento es del 90%. Según esto, la cantidad de fangos que hay en la corriente de salida es de:

$$F_{EG} = 0,9 \cdot F_1(SST) = 11490,09 \frac{kgSST}{día} \quad (2.162)$$

La concentración de salida, definida anteriormente es de $80kg/m^3$. Por tanto el caudal de salida es igual a:

$$Q_{EG} = \frac{11490,09 \frac{kgSST}{d}}{80 \frac{kgSST}{m^3}} = 143,63 \frac{m^3}{día} \quad (2.163)$$

La cantidad de fangos en el sobrenadante es de:

$$F_{SOBREN.} = (1 - 0,9) \cdot F_1(SST) = 1276,68 \frac{kgSST}{día} \quad (2.164)$$

Si se supone que la evaporación es despreciable se puede calcular el caudal como la diferencia entre el caudal de entrada y el caudal de fangos espesados.

$$Q_{SOBREN.} = Q_{entrada} - Q_{EG} = 281,93 \frac{m^3}{día} \quad (2.165)$$

Estos fangos son recirculados hasta la cabecera de la planta.

2.5.2 Espesador por flotación de lodos biológicos secundarios

La purga de fango activo producido en el decantador secundario se pretende espesar por flotación con aire disuelto (FAD) y con recirculación.

Hay que espesar el fango de una concentración del 1% o 10^4 mg/l hasta el 4% o $4 \cdot 10^4$ mg/l. Se parte de que:

P_x (kg/día)	8163,90	Cantidad de fangos a espesar
F_2 (SST)(kg/m ³)	10	Caudal de fango a espesar
C_{F_2} (kg/m ³)	40	Concentración de entrada

La bibliografía (*Manual de Diseño de Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales, 1997*) recomienda unos parámetros necesarios así como unos valores para el cálculo que se muestran a continuación.

C_{FEG} (kg/m ² · h)	4	8 % Concentración de fangos espesados
C_H (EG)(m ³ /m ² · h)	3	Carga hidráulica máxima
$t_{R(EG)}$ (h)	1	Tiempo mínimo de retención
t_{BF_2} (h/día)	16	Tiempo de operación del bombeo de fangos

Tabla 2.40: Parámetros de diseño recomendados en el espesador por flotación (*Manual de Diseño de Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales, 1997*)

PARÁMETRO	VALOR
Carga de sólidos (kgm ⁻² d ⁻¹)	3,1-4,2
Carga hidráulica (m ³ m ⁻² h ⁻¹)	3-5
Relación aire/fango (kg _{aire} /kg _{fango})	0,01-0,06
Concentración fango espesado (%)	3-4
Tiempo mínimo de retención (min)	20-80

2.5.2.1 Cálculo de lodos a espesar

El caudal de bombeo de diseño de fangos es igual a:

$$Q_{BF_2} = \frac{P_x (SST)}{C_{F_2}} = \frac{8163,90}{10} = 816,39 \frac{m^3}{d} \quad (2.166)$$

Este caudal se pretende bombear en 16 horas. Por tanto el caudal horario será igual a:

$$Q_{BF_2} = \frac{P_x (SST) \frac{m^3}{d}}{16 \frac{h}{d}} = 51,02 \frac{m^3}{h} \quad (2.167)$$

2.5.2.2 Cálculo de la recirculación

Se adopta un caudal de recirculación del 200% sobre el caudal medio a una presión de 6 kg/cm^2 .

$$Q_r = \frac{200}{100} \cdot 51,02 \frac{m^3}{h} = 102,05 \frac{m^3}{h} \quad (2.168)$$

2.5.2.3 Cálculo de la superficie necesaria

$$A_{EF} = \frac{Q_{BF_2} + Q_r}{C_{H(EF)}} = \frac{51,02 + 102,05}{3} = 51,02 m^2 \quad (2.169)$$

Con el área se calcula el diámetro que es igual a:

$$D = \sqrt{\frac{4A_{EG}}{\pi}} = 8,06m \quad (2.170)$$

Se toma un diámetro de 9m. El área, por tanto, es igual a:

$$A_{Real} = 63,62m^2 \quad (2.171)$$

2.5.2.4 Comprobación de la carga de sólidos

$$C_{SOL(EF)} = \frac{P_x (SST)}{A_{real} \cdot 16 \frac{h}{d}} = \frac{9798,63}{63,62 \cdot 16} = 9,63 \frac{kg}{m^2 \cdot h} \quad (2.172)$$

Este valor es superior al indicado, por tanto, es necesario incrementar la superficie.

$$A_{EF} = \frac{P_x (SST)}{C_{SOL(EF)}} = \frac{8163,90 kg/día}{4 \cdot 16} = 127,56m^2 \quad (2.173)$$

Esta área da un diámetro $D = 12,74m \approx 13m$. Estos 13m dan un área:

$$A_{Real} = 132,73m^2 \quad (2.174)$$

2.5.2.5 Dimensiones unitarias

Se adopta una altura máxima sobre el vertedero de 3m (como se viene haciendo en este apartado).

$$V_{EF} = 3m \cdot 132,73m^2 = 398,20m^3 \quad (2.175)$$

2.5.2.6 Comprobaciones

a) Tiempo de retención

$$t_{R(EG)} = \frac{V_{EF}}{Q_{BF} + Q_r} = \frac{398,20m^3}{51,02m^3/h + 102,05m^3/h} = 2,60h \geq 1h \quad (2.176)$$

b) Carga hidráulica

$$C_H = \frac{Q_{BF} + Q_r}{A_{Real}} = \frac{51,02m^3/h + 102,05m^3/h}{132,73m^2} = 1,15 \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \quad (2.177)$$

como es menor de $3m^3 \cdot m^{-2} \cdot h^{-1}$ se cumplen los requisitos.

c) Carga de sólidos

$$C_{SOL(EF)} = \frac{P_x(SST)}{A_{Real} \cdot 16} = \frac{8163,90kg/día}{132,73m^2 \cdot 16h/día} = 3,84 \frac{kg}{m^2 \cdot h} \quad (2.178)$$

como es menor de $4kg \cdot m^{-2} \cdot h^{-1}$ se cumplen los requisitos.

Los valores son correctos. Se puede decir que el dimensionamiento es válido

2.5.2.7 Relación aire-sólidos

Se adopta una relación aire-sólido A/S de 0,04 kg de aire/kg de fango . Cada hora se introduce la siguiente cantidad de fango:

$$Q_{BF_2} \cdot C_{F_2} = 51,02 \frac{m^3}{h} \cdot 10 \frac{kg}{m^3} = 510,2 \frac{kg}{h} \quad (2.179)$$

$$Q_{aire} = 0,04 \cdot 510,2 = 20,41 \frac{kg}{h} \quad (2.180)$$

Si se supone que se comporta como un gas ideal:

$$Q_{aire} = \frac{20,41 \frac{kg}{h} \cdot 0,082 \frac{atm \cdot l}{mol \cdot K} \cdot 293K}{27 \frac{kg}{mol} \cdot 1atm} = 18,41 \frac{l}{h} \quad (2.181)$$

2.5.2.8 Calderín de presurización

Se adopta una unidad con un tiempo de retención de 1,5 min (*Manual de Diseño de Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales, 1997*) sobre el caudal de recirculación. El volumen necesario de calderín es:

$$V_{calderin} = \frac{Q_r}{60} \cdot 1,5 = \frac{102,05}{60} \cdot 1,5 = 2,55m^3 \quad (2.182)$$

Tabla 2.41: Variables de diseño

(Manual de Diseño de Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales, 1997)

Presión de trabajo	4,5 kg/cm ²
Presión de diseño	7 kg/cm ²
Diámetro del calderín	2m

La altura del calderín viene dada por:

$$h = \frac{V_{calderín}}{\pi \cdot D^2} = \frac{2,55m^3}{\pi \cdot 2^2 m^2} = 0,20m \quad (2.183)$$

2.5.2.9 Purga de lodos

Se supone un porcentaje medio de reducción de sólidos del 90%. Se puede caracterizar la corriente de salida de lodos espesados y sobrenadante.

F_{EF}	7347,51 SST día ⁻¹	Cantidad de lodos espesados
$Q_{lodos\ EF}$	273,91 m ³ día ⁻¹	Caudal de lodos espesados (a estabilización anaerobia)
$F_{ESC.\ EF}$	816,39 kg SST día ⁻¹	Sobrenadante
$Q_{sobrenad.\ EF}$	542,48 m ³ día ⁻¹	Caudal de sobrenadante (a la cabecera de la planta)

2.5.3 Digestor anaerobio de lodos mixtos

Los fangos procedentes de los espesadores por gravedad y por flotación se someten a un proceso de estabilización del fango mediante digestión anaerobia de alta carga, en una sola etapa.

Tabla 2.42: Fangos utilizados para el espesamiento

Fangos de decantación primaria		Fangos en exceso o biológicos	
F_1 (SSV)	7468,56 kg F_1 (SSV)/día	F_2 (SSV)	4775,88 kg F_2 (SSV)/día
F_1 (SST)	11490,09 kg F_1 (SST)/día	F_2 (SST)	7347,51 kg F_2 (SST)/día
F_1 (SSF)	4021,53 kg F_1 (SSF)/día	F_2 (SSF)	2571,63 kg F_2 (SSF)/día
DBO	2725 kg DBO/día	DBO	1 kg DBO/día
Q_1	143,63 m ³ F_1 /día	Q_2	273,91 m ³ F_2 /día
C_{F1}	80 kg F_1 /m ³	C_{F2}	26,82 kg F_2 /m ³

La corriente de entrada al digestor será igual a la suma de caudales de ambas corrientes. Por tanto:

Tabla 2.43: Fangos que entran al espesador

Lodos mixtos	
$F_1(\text{SSV})$	12244,44 kgF(SSV)/día
$F_1(\text{SST})$	18837,60 kgF(SST)/día
$F_1(\text{SSF})$	6593,16 kgF(SSF)/día
DBO	2726 kgDBO/día
Q	417,54 m ³ /día
C_{F1}	45,12 kgF/m ³

Los sólidos volátiles que entran provenientes del espesador por flotación se calculan teniendo en cuenta que:

- De los SST que salen del tratamiento secundario, 612,75 son biomasa.
- La cantidad de SSV que salen del espesador por flotación se pueden calcular estimando que el 80% de los $\text{SST}_{\text{BIOMASA}}$ son volátiles.
- El resto de SST son material particulado que no ha sido retenido en el decantador primario y contienen aproximadamente un 65% de volátiles.

$$\begin{aligned}
 C_m(\text{SSV}) &= 7468,56 \frac{\text{kgSSV}}{\text{día}} + 730,44 \frac{\text{kgSST}}{\text{día}} \cdot 0,8 \frac{\text{kgSSV}}{\text{kgSST}} + \\
 &+ \left(7347,51 \frac{\text{kgSST}}{\text{día}} - 730,44 \frac{\text{kgSST}}{\text{día}} \right) \cdot 0,65 \frac{\text{kgSSV}}{\text{kgSST}} = 12354,01 \frac{\text{kgSSV}}{\text{día}}
 \end{aligned} \tag{2.184}$$

La concentración de la corriente de mezcla es:

$$C = \frac{(11490,09 + 7347,51) \frac{\text{kgSST}}{\text{día}}}{417,54 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 45,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \tag{2.185}$$

2.5.3.1 Tiempo de retención de sólidos de diseño.

Benfield y Randall dedujeron un modelo cinético para un reactor de mezcla completa sin recirculación. A partir de este modelo, el tiempo de retención de sólidos (TRS) se puede evaluar utilizando la ecuación θ_c^m .

$$\frac{1}{\theta_c^m} = Y_t \cdot \frac{k \cdot S_0}{K_s + S_0} - K_d \quad (2.186)$$

θ_c^m : Tiempo de retención de sólidos crítico (días)

Y_t : Coeficiente de crecimiento

k : Tasa específica máxima de utilización de sustrato (día^{-1})

S_0 : Concentración de sustrato influente (mg/l)

K_s : Constante de saturación (mg/l)

K_d : Coeficiente de mortandad (días^{-1})

Se buscan en la bibliografía (Manual of Practice for Water Pollution Control, 1985) nuevos valores de los parámetros de diseño:

$$Y_t \quad 0,04 \text{ mgSSV} / \text{mgDBO}_5$$

$$K_d \quad 0,015 \text{ días}^{-1}$$

$$k \quad 6,67 \text{ días}^{-1} (35^\circ \text{C})$$

$$K_s \quad 400 \text{ mg/l} (35^\circ \text{C})$$

Debido a las unidades del coeficiente de crecimiento la concentración de sustrato influente debe estar referida a la DBO_5 . Esto se consigue sabiendo que:

- La $\text{DBO}_{\text{particulada}}$ se calcula teniendo en cuenta las consideraciones indicadas en el apartado 2.4.3.1.

$$12244,44 \frac{\text{kgSSV}}{\text{día}} \cdot 0,6 \frac{\text{kgSSVB}}{\text{kgSSV}} \cdot 1,42 \frac{\text{kgDBO}_L}{\text{kgSSVB}} \cdot \frac{\text{DBO}_5}{\text{DBO}_L} = 7093,94 \frac{\text{kgDBO}_5}{\text{día}} \quad (2.187)$$

- La $DBO_{soluble}$ tiene un valor de 2725 kg procedentes del espesador por gravedad y 1 kg procedente del espesador por flotación.
- La DBO_{total} se calcula sumando la $DBO_{soluble}$ más la $DBO_{particulada}$

$$DBO_{5,TOTAL} = DBO_{5,SOLUBLE} + DBO_{5,PARTICULADA}$$

$$DBO_{5,TOTAL} = 2726 + 7093,94 = 9819,31 \frac{kgDBO_5}{día} \quad (2.188)$$

- Dividiendo entre el caudal de entrada de los lodos mixtos conocemos la concentración de DBO_5 a la entrada del digestor.

$$S_0 = \frac{9819,31 \frac{kgDBO_5}{día}}{417,54 \frac{m^3}{día}} = 23,52 \frac{kg}{m^3} \Rightarrow 23,52 \frac{kg}{m^3} \cdot \frac{m^3}{10^3 l} \cdot \frac{10^6 mg}{kg} = 23517,16 \frac{mg}{l}$$

Si se sustituye en la ecuación (2.189):

$$\theta_c^m = \frac{1}{0,04 \cdot \frac{6,67 \frac{l}{día} \cdot 23517,16 \frac{mgDBO_5}{l}}{400 \frac{mgDBO_5}{l} + 23517,16 \frac{mgDBO_5}{l}} - 0,015 \frac{l}{día}} = 4,04 días \quad (2.189)$$

Calculado el tiempo crítico de retención de sólidos, es necesario usar un factor de seguridad (FS) para calcular el TRS del diseño (Lawrence, A.W., and MacCarty, P.L, 1970), tal que:

$$\theta_d^m = FS \cdot \theta_c^m \quad (2.190)$$

Los factores de seguridad recomendados (Lawrence, A.W., and MacCarty, P.L, 1970) oscilan entre 2 y 10, dependiendo de los picos de carga estimados, así como de las acumulaciones de arena y espuma proyectadas en el tanque.

Los tiempos de retención para sólidos de alta carga recomendados (*Metcalf & Eddy, 1995*) oscilan entre 15 y 20 días.

Económicamente, cuanto más pequeño es el reactor, menor es el coste del inmovilizado (esto sucede con tiempos de retención pequeños).

$$C_{sov} = \frac{12244,44 \frac{kgSSV}{día}}{6263,07 m^3} = 1,96 \frac{kg}{m^3 \cdot día} \quad (2.191)$$

Se comprueba si un tiempo de retención de diseño de 15 días supone una carga volumétrica de sólidos válida.

Tabla 2.44: Parámetros de diseño para digestores de alta y baja carga
(Lawrence, A.W., and MacCarty, P.L, 1970)

Parámetro	Baja carga	Alta carga
Tiempo de retención de sólidos (<i>días</i>)	30 a 60	15 a 20
Carga de SSV ($kg \cdot m^{-3} \cdot día^{-1}$)	0,64 a 1,6	1,6 a 3,2
Lodos primarios	0,06 a 0,08	0,03 a 0,08
Lodos secundarios + Lodos filtros percoladores	0,11 a 0,14	0,07 a 0,09
Lodos primarios + Lodos activados	0,11 a 0,17	0,07 a 0,11

2.5.3.2 Volumen del digestor y reducción de sólidos volátiles

Se trata de un sistema de mezcla completa sin recirculación. El tiempo de retención de sólidos es el mismo que el tiempo hidráulico del sistema. De esta forma., se puede calcular el volumen del reactor como:

$$V_R = V_s \cdot \theta_d^m = 417,54 m^3 / día \cdot 15 días = 6263,07 m^3 \quad (2.192)$$

El digestor utilizado es circular. En este caso, la altura del agua puede variar entre 6-14m.

La cantidad eliminada de sólidos volátiles para un sistema de alta carga se puede estimar a partir de datos experimentales (se obtienen valores entre el 40-60%) o mediante ecuaciones que relacionan la TRS con la eliminación de sólidos volátiles. En este caso:

$$V_d = 13,7 \cdot \ln(\theta_d^m) + 18,94 = 56,4\% \quad (2.193)$$

V_d : porcentaje de sólidos volátiles eliminados

Tabla 2.45: Estimación de los sólidos volátiles eliminados en digestión anaerobia
(Manual of Practice for Water Pollution Control, 1985)

	Tiempo de digestión (días)	Sólidos volátiles eliminados (%)
Alta carga	30	65,5
	20	60
	15	56
Baja carga	40	50
	30	45
	20	40

Para un periodo de digestión de quince días el porcentaje de sólidos volátiles eliminados es del 56%. Se puede, por tanto, calcular el porcentaje de sólidos volátiles eliminados.

$$SSV_{e\text{ liminados}} = 0,56 \cdot 12244,44 \frac{\text{kgSSV}}{\text{día}} = 6856,89 \frac{\text{kgSSV}}{\text{día}} \quad (2.194)$$

2.5.3.3 Producción de biomasa

La biomasa que se produce en el digester (Metcalf & Eddy, 1985) se calcula mediante:

$$X = \frac{Y_t \cdot Q \cdot S_0 \cdot E}{1 + K_d \cdot \theta_c^d} \quad (2.195)$$

Q : Caudal de lodo diario

E : Eficiencia

S_0 : Cantidad de sustrato en el afluente

El parámetro de la eficiencia (E) sólo afecta a la $DBO_{\text{particulada}}$ ya que, como se ha visto en el apartado anterior se produce una reducción del 56,4% de los sólidos volátiles. Se puede evaluar término $Q \cdot S_0 \cdot E$ de la ecuación (2.195) de la siguiente manera.

$$Q \cdot S_0 \cdot E = DBO_{5,SOLUBLE} + 0,564 \cdot DBO_{5,PARTICULADA} \quad (2.196)$$

$$Q \cdot S_0 \cdot E = 2725,37 \text{kg} DBO_5 + 0,564 \cdot 7093,94 \text{kg} DBO_5 = 6726,35 \text{kg} DBO_5 \quad (2.197)$$

Como ya se tienen todos los valores se introducen en la ecuación (2.195).

$$X = \frac{0,04 \cdot 6726,35 \text{kg} DBO_5}{(1 + 0,015 \cdot 15)} = 219,64 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \quad (2.198)$$

Se observa que en esta etapa el volumen del fango sufre un descenso considerable.

2.5.3.4 Producción de biogas

Para calcular el volumen de biogas producido es necesario tener en cuenta los

$SSV_{eliminados}$. Si se adopta una producción de biogás específica de $\frac{1m^3 \text{ biogas}}{kg SSV_{eliminados}}$.

$$V_{biogas} = 1 \frac{m^3}{kg SSV_{eliminados}} \cdot SSV_{eliminados} = 6856,69 \frac{m^3 \text{ biogas}}{día} \quad (2.199)$$

De este biogás se sabe que, aproximadamente el 67% es metano.

$$V_{metano} = 0,67 \cdot 6856,69 = 4594,11 \frac{m^3 \text{ metano}}{día} \quad (2.200)$$

2.5.3.5 Requerimientos de agitación

El gradiente de agitación (G) mide la intensidad de mezclado (*Metcalf & Eddy, 1995*).

$$G = \sqrt{\frac{W}{\mu}} \quad (2.201)$$

G : gradiente de velocidad (s^{-1})

W : Potencia disipada por unidad de volumen (Pa/s)

μ : viscosidad absoluta (720Pa · s a 25°C)

La potencia disipada por unidad de volumen (W) es igual a:

$$W = \frac{E}{V} \quad (2.202)$$

E : potencia (W)

V : Volumen del tanque (m^3)

La potencia (E) se determina a partir de:

$$P = 2,40 \cdot P_1(Q) \cdot \ln\left(\frac{P_2}{P_1}\right) \quad (2.203)$$

Q : caudal de gas (m^3/s)

P_1 : presión absoluta en la superficie del líquido (Pa)

P_2 : presión absoluta a la profundidad del inyector (Pa)

Los valores de G varían entre $50 - 80s^{-1}$ (*Metcalf & Eddy, 1985*). Para inyección múltiple se escoge 50, mientras que para sistemas con un solo inyector se escoge el valor más alto, 80.

Si se agrupan las ecuaciones anteriores se puede calcular $\frac{Q}{V}$.

$$\frac{Q}{V} = \frac{G^2 \cdot \mu}{2,4 \cdot P_1 \cdot \ln\left(\frac{P_2}{P_1}\right)} \quad (2.204)$$

$$P_1 = P_{atm} = 101325 Pa$$

Para calcular la presión absoluta a la profundidad del inyector, se sabe que éste está a 8m (*Metcalf & Eddy, 1985*).

$$P_2 = P_{atm} + \rho \cdot g \cdot h = 101325 Pa + 1000 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,81 \frac{m^2}{s} \cdot 8m = 179805 Pa \quad (2.205)$$

$$\frac{Q}{V} = \frac{50^2 \cdot 7,2 \cdot 10^{-4}}{2,4 \cdot 101325 \cdot \ln\left(\frac{179805}{101325}\right)} = 1,3 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1} \quad (2.206)$$

El flujo de gas necesario se calcula como:

$$Q = 1,3 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1} \cdot 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} \cdot 6263,07 \text{ m}^3 = 293,11 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (2.207)$$

2.5.4 Deshidratación

2.5.4.1 Fangos a deshidratar

Se va a proceder a la deshidratación de los fangos procedentes del digestor anaerobio junto con los fangos producidos en el tratamiento físico químico (apartado 2.4.2)

El tratamiento físico químico se emplea para purificar los excedentes del caudal producidos como consecuencia del aumento de la población en el periodo estival.

Se emplearán, por tanto, las mismas unidades de deshidratación para ambas corrientes teniendo en cuenta que la corriente de fangos proveniente del tratamiento físico-químico sólo condiciona el tratamiento en los meses de verano. Todo esto debe tenerse en consideración para los cálculos y el dimensionamiento de las unidades.

2.5.4.2 Depósito tampón de fangos digeridos

Se debe disponer siempre de un depósito tampón de fangos digerido que garantice cierta capacidad de tampón.

Se emplea un depósito tampón con tiempo de retención de 3 días (no se tiene previsto trabajar en fin de semana).

Se sabe que el caudal total a deshidratar (incluyendo el proveniente del tratamiento físico-químico) es de $567,93 \text{ m}^3/\text{día}$. Por tanto, el volumen del depósito será:

$$V_{dep} = 3 \cdot (150,39 + 417,54) = 1568,78 \text{ m}^3/\text{día} \quad \text{(2.208)}$$

Se utilizan dos unidades circulares de las siguientes dimensiones:

Diámetro 16m

Altura 4m

2.5.4.3 Cálculo de filtros banda

A) Fango a deshidratar procedente del digestor anaerobio

Las características de la corriente de fangos de entrada:

$$F_{DIG} = 11867,69 \text{ kg/día}$$

$$Q_{DESH} = 417,54 \text{ m}^3/\text{día}$$

Los filtros trabajan durante 8 horas al día 5 días a la semana (no se trabaja en fin de semana). Esto implica que estos filtros trabajan 40 horas a la semana.

Una vez seco, la corriente de salida tendrá una concentración de 250 kg/m^3 .

Por tanto, el caudal será:

$$Q_{\text{seco}} = \frac{F_{DIG}}{C_{FDESH}} = \frac{11867,69}{250} = 47,47 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \quad (2.209)$$

El caudal horario de fango seco será:

$$Q'_{DESH} = Q_{DESH} \cdot \frac{7 \text{ días/semana}}{40 \text{ h/semana}} = 417,54 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{7}{40} = 73,07 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (2.210)$$

Por tanto a las unidades de filtración entra una cantidad de fango por hora de:

$$C_F = F_{DIG} \cdot \frac{7 \text{ días/semana}}{40 \text{ h/semana}} = 11867,69 \cdot \frac{7}{40} = 2076,85 \frac{\text{kg}}{\text{h}} \quad (2.211)$$

Como hay 3 filtros banda, el caudal de alimentación que pasa por cada uno de ellos será:

$$Q_{F.BANDA} = \frac{Q'_{DESH}}{3} = \frac{73,07 \text{ m}^3/\text{h}}{3} = 24,36 \text{ m}^3/\text{h} \quad (2.212)$$

Se adopta una carga de fango por ancho de banda de $500 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{h}^{-1}$.

$$\text{Carga de fango} = 500 = \frac{C_F}{W \cdot n^\circ \text{ filtros}} = \frac{2076,85}{W \cdot 3} \quad (2.213)$$

Se despeja el valor del ancho de banda y se obtiene $W = 1,38\text{m}$. Por tanto la longitud es igual a: $L = 2,77 \text{ m}$

B) Fangos procedentes el tratamiento físico-químico

Las características de la corriente de entrada:

$$F_{\text{DIG}} \quad 8220,42 \text{ kg/día}$$

$$Q_{\text{DESH}} \quad 105,39 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$C_{\text{FDESH}} \quad 78 \text{ kg/m}^3$$

Se emplean los mismos filtros. La diferencia es que éstos trabajarán 16 horas en lugar de 8 durante el periodo estival.

Los filtros trabajan 8 horas al día durante 5 días a la semana.

Una vez seco, la corriente de salida tendrá una concentración de 250 kg/m^3 .

Por tanto, el caudal será:

$$Q_{\text{seco}} = \frac{F_{\text{DIG}}}{C_{\text{FDESH}}} = \frac{8220,42}{250} = 32,88 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \quad (2.214)$$

El caudal horario de fango seco será:

$$Q'_{DESH} = Q_{DESH} \cdot \frac{7 \text{ días/semana}}{40 \text{ h/semana}} = 105,39 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{7}{40} = 18,44 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (2.215)$$

Por tanto a las unidades de filtración entra una cantidad de fango por hora de:

$$C_F = F_{DIG} \cdot \frac{7 \text{ días/semana}}{40 \text{ h/semana}} = 8220,47 \cdot \frac{7}{40} = 1438,57 \frac{\text{kg}}{\text{h}} \quad (2.216)$$

Se emplean para estos fangos dos unidades de filtros banda. El caudal de alimentación que pasa por cada uno de ellos es:

$$Q_{F.BANDA} = \frac{Q'_{DESH}}{2} = \frac{18,44 \text{ m}^3/\text{h}}{2} = 9,22 \text{ m}^3/\text{h} \quad (2.217)$$

Se conoce el valor del ancho de banda $W = 1,38 \text{ m}$. Por tanto la longitud es igual a: $L = 2,77 \text{ m}$.

La carga de fango por ancho de banda es de:

$$\frac{C_F}{\text{ancho}} = \frac{1438,67}{2 \cdot 1,38} = 519,50 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{h}} \leq 680 \Rightarrow \text{Diseño de filtros banda válido. (2.218)}$$

En consecuencia se emplearán 4 filtros banda. Tres de ellos trabajarán todo el año (8 horas al día durante 5 días a la semana) para hacer frente a los fangos procedentes de la digestión anaerobia. El cuarto se tendrá sin operar y se utilizará en caso de avería en los otros.

Para los fangos procedentes del tratamiento físico-químico se utilizarán los mismos filtros pero sólo son necesarios dos de ellos. Estos filtros trabajarán 16 horas en lugar de 8 durante el verano. Para evitar posibles averías los filtros, se irán alternando.

2.5.4.4 Caudal de agua de lavado

Se adopta un caudal de agua de lavado de $1,71 \cdot m^{-1} \cdot s^{-1}$ (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*). Por tanto, el caudal de lavado:

$$Q_{lavado} = 1,7 \frac{l}{m \cdot s} \cdot 3 \cdot 2,77m = 14,12 \frac{l}{s} \cdot \frac{86400s}{día} \cdot \frac{m^3}{10^3 l} = 1220,19 \frac{m^3}{día} \quad (2.219)$$

$$Q_{lavado} = 1,7 \frac{l}{m \cdot s} \cdot 2 \cdot 2,77m = 9,42 \frac{l}{s} \cdot \frac{86400s}{día} \cdot \frac{m^3}{10^3 l} = 813,46 \frac{m^3}{día} \quad (2.220)$$

Tabla 2.46: Agua de lavado (deshidratación de fangos)

Contituyente		
	<i>kg/día</i>	<i>mg/l</i>
DBO	610,09	300
SST	2033,65	1000
Q ($m^3/día$)	2033,65	

2.5.4.5 Dosificación de reactivos

El precio del polielectrolito es elevado. Es por ello que se deben adecuar las cantidades de reactivo utilizado a las necesidades de la planta. Se debe tener en cuenta que el consumo del polielectrolito es mayor en verano.

- Concentración de polielectrolito

$$0,55\% = 5,5 \text{ kg/m}^3 \quad (2.221)$$

- Dosificación máxima prevista según bibliografía (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*)

$$D_{POLI} = 5 \frac{\text{kg}}{\text{T.M.S}} \quad (2.222)$$

- Consumo máximo de polielectrolito al día

$$C_{POLI} = \frac{F_{DIG}}{1000} \cdot D_{POLI} \cdot \frac{7}{5} = 83,07 \text{ kg/día en invierno} \quad (2.223)$$

$$C_{POLI} = \frac{F_{DIG}}{1000} \cdot D_{POLI} \cdot \frac{7}{5} = 57,54 \text{ kg/día en verano} \quad (2.224)$$

- Caudal diario de solución al 0,55%

$$Q_{POLI} = \frac{C_{POLI}}{5,5} = \frac{83,07 \text{ kg/día}}{5,5 \text{ kg/m}^3} = 15,10 \text{ m}^3/\text{día en invierno} \quad (2.225)$$

$$Q_{POLI} = \frac{C_{POLI}}{5,5} = \frac{57,54 \text{ kg/día}}{5,5 \text{ kg/m}^3} = 10,46 \text{ m}^3/\text{día en verano} \quad (2.226)$$

Se adoptan dos depósitos de preparación de la solución de 20 m³ cada uno.

3. DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO DE LAS UNIDADES

3.1 RECIRCULACIÓN DE SOBRENADANTES Y AGUAS DE LAVADO

Existen corrientes de agua de salida de algunos equipos que tienen altos valores de cargas contaminantes. Estas corrientes deben ser recirculadas al decantador primario para comenzar un nuevo tratamiento.

A. Sobrenadantes del espesador por gravedad

Q_{lavado}	281,93 m ³ /día	
Constituyente		
DBO _{lavado}	39 kg/día	138 mg/l
SST _{lavado}	1276,68 kg/día	4528 mg/l

B. Sobrenadantes del espesador por flotación

Q_{lavado}	542,48 m ³ /día	
Constituyente		
DBO _{lavado}	1,62 kg/día	3 mg/l
SST _{lavado}	816,39 kg/día	1505 mg/l

C. Aguas de lavado procedentes de los filtros banda

Q_{lavado}	2192,48 m ³ /día	
Constituyente		
DBO _{lavado}	657,74 kg/día	300 mg/l
SST _{lavado}	2192,48 kg/día	1000 mg/l

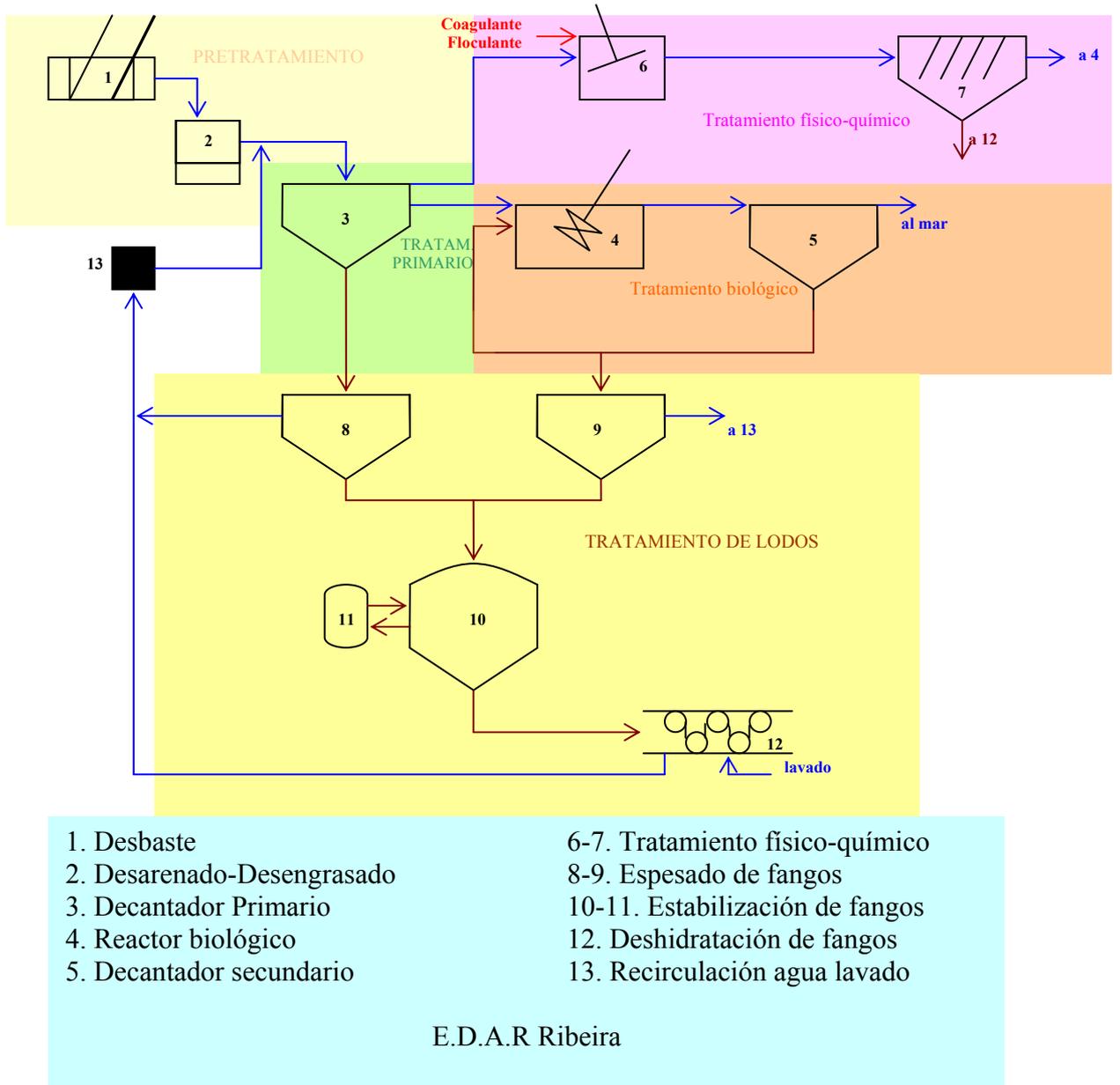


Figura 3.1: Línea de aguas-Línea de fangos

Esto supone un cambio del caudal que entra al decantador primario produciéndose el siguiente aumento de caudal y carga contaminante:

Q_{lavado}	2858,16 m ³ /día	
Constituyente		
DBO_{lavado}	650,71 kg/día	228 mg/l
SST_{lavado}	4126,71 kg/día	1444 mg/l

Esta variación del caudal y de las cargas contaminantes hace que se tengan que redimensionar las distintas unidades de la planta. Haciendo uso del programa “Edaribeira” se consigue el redimensionamiento de las unidades de una manera muy sencilla.

3.2 TRATAMIENTO PRIMARIO

3.2.1 Decantador Primario

Tabla 3.1: Condiciones de entrada al decantador primario

Caudales	
$Q_{med, invierno} (m^3 h^{-1})$	774,38
$Q_{punta, verano} (m^3 h^{-1})$	2462,33
$Q_{med, verano} (m^3 h^{-1})$	1203,10
Cargas	
$DBO_5 (kg \cdot día^{-1})$	8409,06
$DQO (kg \cdot día^{-1})$	19058,52
$SST (kg \cdot día^{-1})$	30426,04

La superficie horizontal a caudales medio y máximo es:

$$S_H(Q_{med}) \geq 595,67 m^2 \quad (3.1)$$

$$S_H(Q_{max}) \geq 546,86 m^2 \quad (3.2)$$

El volumen de la unidad de decantación a caudal medio y a caudal máximo es:

$$V(Q_{med}) = 2,5 \cdot 774,38 = 1934,94m^3 \quad (3.3)$$

$$V(Q_{max}) = 1,5 \cdot 1203,10 = 1804,65m^3 \quad (3.4)$$

Las relaciones dimensionales obtenidas son:

Número de unidades	2
Volumen unitario	967,97m ³
Altura recta en vertedero	3m
Nueva S _H	322,66m ²
Nuevo radio	10,13m

Se comprueba que las velocidades ascensionales son correctas (ver tabla 2.20):

$$\text{Velocidad ascensorial a caudal medio } V_{asc}(Q_{med}) \quad 1,20 \text{ m/h}$$

$$\text{Velocidad ascensorial a caudal máximo } V_{asc}(Q_{max}) \quad 1,86 \text{ m/h}$$

La zona de entrada tiene las siguientes dimensiones:

$$\text{Altura en la zona de reparto } (h') \quad 3,30m$$

$$\text{Altura sumergida en la chapa } (h_1) \quad 1,32m$$

$$\text{Diámetro de chapa deflectora } (\phi_1) \quad 3,04m$$

La longitud del vertedero y el caudal vertido por metro a caudales medio y máximo son:

Longitud del vertedero	63,68m
Caudal vertido por metro a Q_{med}	$6,08 m^3/m \cdot h$
Caudal vertido por metro a Q_{med}	$9,45 m^3/m \cdot h$

La corriente de fangos tiene las siguientes características:

Fangos producidos en invierno ($F_1 (SST)$)	$10771,08 \frac{kgSST}{día}$
Fangos producidos en verano ($F_1 (SST)$)	$16734,32 \frac{kgSST}{día}$
Caudal d purga en invierno (Q_{purga})	$359,04 \frac{m^3}{día}$
Caudal de purga en verano (Q_{purga})	$557,81 \frac{m^3}{día}$

3.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

3.3.1 Tratamiento físico-químico

3.3.1.1 Volumen del tanque de floculación

Volumen del tanque (V_t) $214,36m^3$

Las dimensiones del volumen del tanque de floculación son:

Diámetro (D) $6,6m$

Altura del líquido (h_L) $6,6m$

Diámetro del impulsor (d_i) $2,5m$

3.3.1.2 Consumo de reactivos y producción de lodos químicos

Consumo de $FeCl_3$ (M_{FeCl_3}) $3601,26kgFeCl_3/día$

Consumo de Cal (M_{cal}) $3112,20kgCaO/día$

Producción de $CaCl_2$ (M_{CaCl_2}) $3701,30kgCaCl_2/día$

Producción de $Fe(OH)_3$ ($M_{Fe(OH)_3}$) $2376,39kgCaO/día$

Coagulación de SST ($M_{SST_{coag.}}$) $6077,68kg/día$

Producción diaria de lodo (M_{lodo}) $10951,61kg/día$

Conociendo la concentración de fangos, el volumen es:

Fracción de sólidos en el fango (P_s) $7,50\%$

Peso específico del fango ($P_{e,fango}$) $1,04$

Humedad supuesta del fango $92,50\%$

Caudal total de purga (Q_{purga}) $140,41m^3/día$

3.3.1.3 Sistema de alimentación de reactivos

Tiempo de aprovisionamiento	7 días
Volumen tolva de almacenamiento de cal (V_{cal})	$32,04m^3$
Volumen depósito almacenamiento solución (V_{FeCl_3})	$17,78m^3$

Se adoptan dos silos de almacenamiento de cal con las siguientes dimensiones:

Diámetro (D)	$3,20m$
Altura (h)	$4m$
Volumen (V)	$32,04m^3$

Para el almacenamiento del cloruro férrico se adoptan dos depósitos cilíndricos con las siguientes dimensiones.

Diámetro (D)	$2,4m$
Altura (h)	$4m$
Volumen (V)	$17,78m^3$

Los silos poseen las siguientes características:

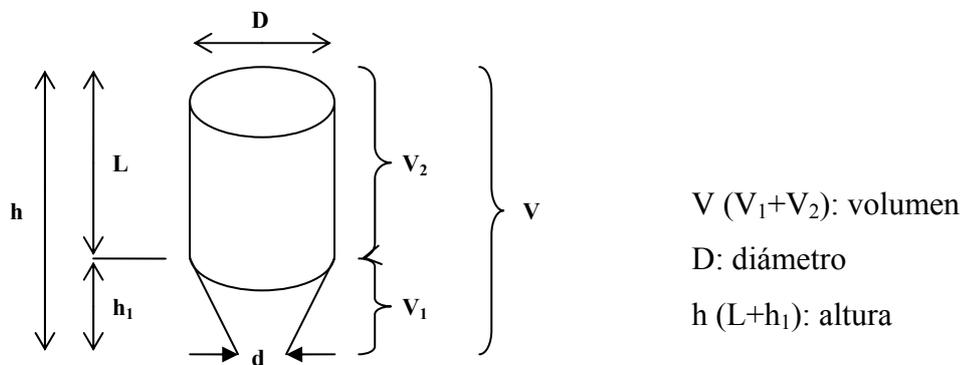


Figura 3.2: Silos de almacenamiento

3.3.2 Decantador lamelar

Se dimensiona un decantador lamelar que trabaja en régimen laminar gracias a unas láminas incluidas en él denominadas lamelas.

3.3.2.1 Cargas superficiales

Los decantadores lamelares se calculan teniendo en cuenta:

Velocidades ascensoriales (cargas superficiales)	$120 - 185 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$
Eficiencia de eliminación de sólidos	$> 90\%$

3.3.2.2 Parámetros de diseño

Se construyen en acero inoxidable para una mayor durabilidad y tienen las siguientes dimensiones.

Ancho de placa	$3,25 \text{ m}$
Largo de placa	$1,52 \text{ m}$
Espesor de placa	$8 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

3.3.2.3 Dimensionamiento

El decantador lamelar dispone de dos compartimentos, uno a cada lado de un canal colector central de agua clarificada. Cada compartimento tendrá dos hileras de lamelas.

Distancia entre placas	0,05m
Ángulo inclinación placas	60°
Longitud pasarela central	1m
Número de unidades	1
Número de hileras	2
Número de compartimentos por unidad	2

La superficie total se calcula mediante:

$$S = \frac{Q_{ent}}{v_0} \cdot \left(1 + \frac{e_p}{e} \right) \quad (3.5)$$

Q_{ent} : caudal de entrada (m^3/d)

S : superficie (m^2)

v_0 : velocidad ascensorial ($m^3 \cdot m^{-2} \cdot d$)

e : espacio entre placas (m)

e_p : espesor de placas (m)

$$S = 70,21m^2 \quad (3.6)$$

Para calcular el ancho útil hay que tener en cuenta que se tienen cuatro hileras (dos a cada lado del canal central). Estas hileras se solapan 20cm entre las dos hileras de cada compartimento. Por tanto:

$$\text{ancho útil} = \left(2 \cdot 3,25 - 0,2m \cdot (2-1) \text{hilera} \right) \cdot 2 \text{compartimento} = 12,6m \quad (3.7)$$

A este valor hay que sumarle 1m que es la anchura del canal. De esta manera se obtiene la anchura total del decantador.

$$\text{ancho total} = \text{ancho útil} + 1 = 13,6m \quad (3.8)$$

Para calcular la longitud útil del decantador se divide la superficie entre el ancho:

$$L_{\text{útil}} = \frac{S_{\text{útil}}}{\text{ancho útil}} = \frac{71,73m^2}{13,6m} = 5,16m \quad (3.9)$$

Para calcular el número de espacios entre hileras por cada lamela:

$$\text{espacios} = \frac{L_{\text{útil}} \cdot \text{sen} \theta}{e + e_p} \quad (3.10)$$

$L_{\text{útil}}$: longitud útil decantación (m)

θ : ángulo de inclinación de placas

e : espesor entre placas (m)

e_p : espesor de placa (m)

El número de placas es el número de espacios más uno \Rightarrow 78placas

Se ajusta la longitud añadiéndole los espesores:

$$\text{ajuste de longitud} = 5,16 + \frac{78 \cdot 0,008 \cdot 0,05}{\text{sen } 60 + 4,37} = 5,16 + 0,01 = 5,17m \quad (3.11)$$

A esta longitud le hay que añadir 60cm de acceso antes de las placas y 20cm de espesor de un muro de cierre al comienzo de la zona de placas. Esa será la longitud útil.

$$L_{\text{útil}} = 5,17 + 0,6 + 0,2 = 5,97m \quad (3.12)$$

3.3.2.4 Comprobación del régimen de flujo

Mediante uno de los módulos adimensionales conocidos, el Reynolds (Re), se puede saber si el decantador trabaja en régimen laminar o turbulento. Para ello:

$$Re = \frac{2 \cdot v_0 \cdot e}{\nu} \quad (3.13)$$

Re : Número de Reynolds (adimensional)

v_0 : velocidad ascensional (m/d)

e : espacio entre placas (m)

ν : viscosidad cinemática del agua (m/s^{-2})

$$Re = \frac{2 \cdot 170 \frac{m}{d} \cdot 0,05}{1,01 \cdot 10^{-6} \frac{m}{s^2} \cdot 86400 \frac{m}{s^{-2}}} = 194,81 < 2300 \Rightarrow \text{RÉGIMEN LAMINAR} \quad (3.14)$$

3.3.3 Deshidratación de lodos físico químicos

Se emplean los mismos filtros banda utilizados en la deshidratación de fangos.

3.3.3.1 Cálculo del tampón de fangos

Tiempo de residencia (t_R) 3 días

Caudal de fango (Q_{DESH}) $140,41 m^3/día$

Volumen (V) $421,22 m^3$

Se adopta un tanque cilíndrico para almacenamiento de fangos con las siguientes dimensiones:

Diámetro (D) 5,8 m

Altura (h) 4 m

Volumen (V) 421,22 m³

3.3.3.2 Cálculo de filtros banda

Los filtros banda trabajan 5 días a la semana 8 horas diarias.

Cuando los fangos estén secos tendrán una concentración de 250 kg/m³ por lo que el caudal será:

$$Q_{SECO} = \frac{F_{DIG}}{C_{FDESH}} = \frac{10951,61 \frac{kg}{día}}{250 \frac{kg}{m^3}} = 43,81 \frac{m^3}{día} \quad (3.15)$$

El caudal horario de fango seco será:

$$Q'_{DESH} = Q_{DESH} \cdot \frac{7 \frac{d}{sem}}{40 \frac{h}{sem}} = 129,97 \cdot \frac{7}{40} = 24,57 \frac{m^3}{h} \quad (3.16)$$

Como hay dos filtros banda, el caudal horario que circula por cada uno de ellos será:

$$Q_{F.BANDA} = \frac{Q'_{DESH}}{2} = \frac{24,57 \frac{m^3}{h}}{2} = 12,29 \frac{m^3}{h} \quad (3.17)$$

Se usan los mismos filtros que en el tratamiento de lodos

Ancho (W) 2,10 m

Longitud (L) 4,21 m

La cantidad de fango que entra en las unidades de filtración suponiendo que trabajan 40 horas a la semana se calcula:

$$C_F = 10951,61 \cdot \frac{7 \frac{d}{sem}}{40 \frac{h}{sem}} = 1916,53 \frac{kg}{h} \quad (3.18)$$

Como el ancho de los filtros banda es de 2,10 m, la carga de fango por ancho de banda es de:

$$\frac{C_F}{ancho} = \frac{1916,53}{2 \cdot 2,10} = 455,61 \frac{kg}{h \cdot m} < 680 \Rightarrow \text{Diseño válido} \quad (3.19)$$

3.3.3.3 Caudal de agua de lavado

Se adopta, según la bibliografía, un caudal de agua de lavado de $1,7 l \cdot m^{-1} \cdot s^{-1}$.

Por tanto:

$$Q_{lavado} = 1,7 \frac{l}{m \cdot s} \cdot (2 \cdot 4,21m) = 14,30 \frac{l}{s} \cdot \frac{85400s}{día} \cdot \frac{m^3}{1000l} = 1235,70 \frac{m^3}{día} \quad (3.20)$$

3.3.3.4 Dosificación de reactivos

Concentración de la selección de polielectrolito:

$$0,55\% = 5,5 \frac{kg}{m^3} \quad (3.21)$$

Dosificación máxima prevista según bibliografía:

$$D_{POL} = 5 \frac{kg}{T.M.S} \quad (3.22)$$

Consumo máximo de polielectrolito al día:

$$C_{POLI} = \frac{F_{DIG}}{1000} \cdot D_{POLI} \cdot \frac{7}{5} = \frac{10951,61}{1000} \cdot 5 \cdot \frac{7}{5} = 76,66 \frac{kg}{d} \quad (3.23)$$

Caudal diario de solución al 0,55 %

$$Q_{POLI} = \frac{C_{POLI}}{5,5} = \frac{76,66 \frac{kg}{d}}{5,5 \frac{kg}{m^3}} = 13,94 m^3 \quad (3.24)$$

Se usan, por tanto, dos depósitos para el almacenamiento de la solución de una capacidad de $20m^3$.

3.3.4 Tratamiento biológico

3.3.4.1 Edad del fango mínima

Edad del fango adoptada 10 días

3.3.4.2 Volumen del reactor biológico

Concentración de sólidos en el reactor adoptada $3,5 \text{ kg/m}^3$

Carga másica (C_m) $0,07 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{Kg MLSS} \cdot \text{día}}$

Carga volumétrica (C_v) $0,23 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3 \cdot \text{d}}$

Volumen del reactor (V_R) $5283,65 \text{ m}^3$

3.3.4.3 Oxígeno necesario en condiciones estándar

$O_{2,ESTÁNDAR}$ $7467,52 \text{ kgO}_2 \text{ día}^{-1}$

3.3.4.4 Oxígeno necesario en condiciones reales

$O_{2,REAL}$ $9369,54 \text{ kgO}_2 \text{ día}^{-1}$

3.3.4.5 Potencia a instalar

Capacidad de transferencia para las turbinas $2 \text{ kgO}_2/\text{kw} \cdot \text{h}$

Potencia $195,20 \text{ kw}$

3.3.4.6 Cálculo de la recirculación de lodos

Índice de Mohlmann 100

Concentración de biomasa en la purga 10000 mg/l

Razón de recirculación de lodos (Q_r/Q) $0,54$

Caudal de recirculación $15354,13 \text{ m}^3/\text{día}$

3.3.4.7 Características de la corriente de fangos

Incremento de la producción de fangos ($P_x (SST)$) $1873,93 \text{ kg/día}$

Biomasa (M_{purga}) $740,07 \text{ kg/día}$

Sólidos en suspensión (NO biomasa) (M_{purga}) $9543,66 \text{ kg/día}$

Concentración de la corriente de salida de fangos (C_F) $10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Caudal de purga (Q_w) $954,37 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$

3.3.4.8 Dimensionamiento del reactor

El tanque de oxidación se dividirá en celdas cuadradas con las siguientes dimensiones.

Lado (W)	12 m
Altura útil ($h_{\text{útil}}$)	3,5 m
Altura del muro (h_{muro})	4 m
Volumen de cada celda (V_{celda})	881 m ³

El número de celdas se calcula dividiendo el volumen total del reactor entre el volumen de cada celda.

$$n^{\circ} \text{ celdas} = \frac{V_R}{V_{\text{celdas}}} = \frac{5283,65 \text{ m}^3}{881} = 6 \quad (3.25)$$

Se sitúa un aireador mecánico en cada celda, con una potencia:

$$P_{\text{aireador}} = \frac{P}{n^{\circ} \text{ celdas}} = \frac{192,50}{6} = 32 \text{ kw} = 44 \text{ c.v} \quad (3.26)$$

*Tabla 3.3: Dimensiones típicas de los tanques de aireación
(Metclaf & Eddy, 1995)*

Tamaño del aireador	Dimensiones del tanque (m)	
	Profundidad	Anchura
10	3,33-4,00	10-13,3
20	4,00-4,66	11,7-16,7
30	4,33-5,00	13,3-20
40	4,00-5,66	15-22,6
50	5,00-6,00	15-25
75	5,00-6,66	16,7-18,3
100	5,00-6,66	20-30

3.3.5 Decantador secundario

3.3.5.1 Cálculo de la superficie

$$\text{Volumen ascendente a caudal medio } (V_{asc(Q_{med})}) \quad 0,7 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

$$\text{Volumen ascendente a caudal máximo } (V_{asc(Q_{max})}) \quad 1,4 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

$$S_1 \quad 1575,36m^2$$

$$S_2 \quad 1305,74m^2$$

$$S_3 \quad 1286,54m^2$$

$$S_4 \quad 2559,05m^2$$

Se obtiene un valor para el diámetro de $D = 40m$ sabiendo que la superficie $A = 2559,05m^2$.

3.3.5.2 Comprobación de la carga de sólidos

Se calculan los valores de las cargas y se comparan con los de la *tabla 2.24*.

$$\text{Carga de sólidos a caudal máximo } (C_{(Q_{max})}) \quad 3,02 \frac{kg}{m^2 \cdot h} \quad \text{CORRECTO}$$

$$\text{Carga de sólidos a caudal medio } (C_{(Q_{med})}) \quad 1,63 \frac{kg}{m^2 \cdot h} \quad \text{CORRECTO}$$

3.3.5.3 Cálculo del volumen y la altura

Tiempo de retención a caudal máximo ($t_{R(Q_{max})}$) ≥ 2	2
Tiempo de retención a caudal medio ($t_{R(Q_{med})}$) ≥ 3	3
Volumen a caudal máximo ($V_{(Q_{max})}$)	4411,01m ³
Volumen a caudal medio ($V_{(Q_{med})}$)	3655,79m ³
Altura supuesta ($h \geq 3$)	1,72 m
Altura real (h_{real})	3 m
Volumen real (V_{Real})	3838,58m ³
Número de unidades	2
Volumen real por unidad ($V_{Real,unidad}$)	1919,29m ³

3.3.5.4 Cálculo de la carga sobre vertedero

Se calculan las cargas sobre el vertedero y se comparan con los valores de la *tabla 2.24*.

Carga sobre el vertedero a caudal máximo ($C_{vert(Q_{max})}$)	7,31m ³ m ⁻² h ⁻¹	CORRECTO
Carga sobre el vertedero a caudal medio ($C_{vert(Q_{med})}$)	5,56m ³ m ⁻² h ⁻¹	CORRECTO

3.4 TRATAMIENTO DE FANGOS

3.4.1 Espesamiento por gravedad

Las características del fango a espesar son:

Cantidad de fangos a espesar (P_x)	16734,32 kg/día
Caudal de entrada (Q_{med})	557,81 m ³ /día
Concentración de entrada (C_{F_1})	30 kg/m ³

3.4.1.1 Volumen necesario

$$V_{EG} = 557,81 \text{ m}^3$$

3.4.1.2 Superficie necesaria

Caudal diario de fango (Q_{BF_1})	557,81 m ³ /día
Caudal horario de fango (Q_{BF_1})	69,73 m ³ /h
Superficie necesaria (A_{EG})	58,11 m ²
Diámetro teórico (D)	8,60 m

3.4.1.3 Dimensiones unitarias

Altura máxima recomendada (h_{real})	3 m
Diámetro real (D)	16 m
Área adoptada (A_{real})	201,03 m ²
Volumen adoptado (V_{real})	603,19 m ³

3.4.1.4 Comprobaciones

$t_R(EG)$	22,81 h	CORRECTO
$C_R(EG)$	$0,39 m^3 m^{-2} h^{-1}$	CORRECTO
$C_{SOL}(EG)$	$94,70 kg m^{-2} día^{-1}$	CORRECTO

3.4.1.5 Purga de lodos

Rendimiento de captura de SST (R)	90 %
F_{EG}	15060,89 kg/día
Caudal de lodos espesados → a estabilización anaerobia (Q_{lodos})	188,26 m ³ /día
Sobrenadante ($F_{sobren.}$)	1673,43 kg/día
Caudal de sobrenadante → a cabecera de planta ($Q_{sobren.}$)	369,55 m ³ /día

3.4.2 Espesamiento por flotación

La corriente de lodos a espesar tiene las siguientes características.

$P_x(SST)$	9543,63 kg/día	
Concentración de entrada (C_{F_2})	10 kg/m ³	1 % concentración de entrada
Concentración salida de flotador (C_{FEF})	40 kg/m ³	4 % concentración salida

3.4.2.1 Caudal de lodos a espesar

Caudal de lodos a espesar (Q_{BF_2})	954,37 m ³ /día
Caudal horario lodos a espesar	59,65 m ³ /h

3.4.2.2 Recirculación

200 % sobre el caudal medio

Caudal de recirculación (Q_r) $119,30 m^3/h$ **3.4.2.3 Superficie necesaria**Área necesaria (A_{EF}) $63,62 m^2$ Diámetro (D) $9 m$ **3.4.2.4 Comprobación de la carga de sólidos**Carga de sólidos ($C_{sol(EF)}$) $9,38 kgm^{-2} día^{-1}$ **Se debe ampliar la superficie**Diámetro (D) $18 m$ Superficie (A_{EF}) $254,47 m^2$ **3.4.2.5 Dimensiones unitarias**Altura unitaria (h) $3 m$ Volumen unitario (V) $763,41 m^3$ **3.4.2.6 Comprobaciones** $t_R(EG)$ $4,27 h$ CORRECTO $C_R(EG)$ $0,70 m^3 m^{-2} h^{-1}$ CORRECTO $C_{SOL}(EG)$ $3,70 kgm^{-2} día^{-1}$ CORRECTO

3.4.2.7 Relación aire/sólidos

Relación aire/sólido utilizada (A/S)	0,04 kg de aire seco/kg fango
Caudal de fango (Q_{fango})	596,48 kg/h
Caudal de aire (Q_{aire})	23,86 kg/h
Caudal de aire (Q_{aire})	21,52 l/h

3.4.2.8 Calderín de presurización

Unidades	1
Diámetro calderín ($D_{calderin}$)	1,5 m
Altura calderín ($h_{calderin}$)	0,24 m
Volumen calderín ($V_{calderin}$)	2,98 m
Tiempo residencia cal ($t_{R(cal)}$)	2 m
Presión trabajo ($P_{trabajo}$)	4,5 kg/cm ²
Presión diseño ($P_{diseño}$)	7 kg/cm ²

3.4.2.9 Purga de lodos

Porcentaje medio de reducción	90 %
F_{lodos}	13544,80 kg/día
Caudal de lodos espesados ($Q_{lodos.}$) → al digestor anaerobio	359,04 m ³ /día
Sobrenadante ($F_{sobren.}$)	954,37 kg/día
Caudal de sobrenadante ($Q_{sobren.}$) → a cabecera planta	595,33 m ³ /día

3.4.3 Digestor anaerobio

La corriente de lodos tiene las siguientes características

$$F_m(SSV) \quad 18600,20 \text{ kg/día}$$

$$F_m(SST) \quad 28615,69 \text{ kg/día}$$

$$F_m(SSF) \quad 10015,49 \text{ kg/día}$$

$$DBO \quad 3164 \text{ kg/día}$$

$$Q \quad 547,30 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$C_m \quad 52,29 \text{ kg/m}^3$$

3.4.3.1 Tiempo de retención de sólidos

$$\text{Factor de crecimiento } (Y_t) \quad 0,04 \text{ mgSSV/mgDBO}_5$$

$$\text{Coeficiente de mortandad } (K_d) \quad 0,015 \text{ días}^{-1}$$

$$\text{Tasa de utilización máxima de sustrato } (k) \quad 6,67 \text{ días}^{-1}$$

$$\text{Constante de saturación, masa entre volumen } (K_s) \quad 400 \text{ mgDBO}_5/l$$

$$\text{Tiempo de retención de sólidos mínimo } (\theta_c^m) \quad 4,02 \text{ días}$$

$$\text{Coeficiente de seguridad } (SF) \quad 3,73$$

$$\text{Tiempo de retención de sólidos de diseño } (\theta_c^d) \quad 15 \text{ días}$$

La biomasa que se produce en el reactor es:

$$\text{Eficiencia} \quad 9240,82 \text{ kgDBO}_5/\text{día}$$

$$\text{Producción neta de biomasa en el digestor } (X) \quad 301,74 \text{ kg/día}$$

3.4.3.2 Volumen del digestor

Volumen del digestor (V_D) $8209,46 m^3$

Consumo de sólidos volátiles 56%

3.4.3.3 Reducción de sólidos volátiles

Sólidos totales entrantes al filtro banda ($SST_{entrantes}$) $18600,20 kg/día$

Sólidos en suspensión volátiles eliminados ($SSV_{eliminados}$) $10416,11 kg/día$

3.4.3.4 Producción de biogas

Producción específica de biogas $1 m^3/kgSSV_{eliminado}$

Producción de biogas $10416,11 m^3/día$

Producción de metano (CH_4) $6978,79 m^3/día$

Poder calorífico $24 MJ/m^3$

3.4.3.5 Requerimientos de agitación

Gradiente de agitación (G) $50 s^{-1}$

Presión absoluta en la superficie (P_1) $101325 Pa$

Altura de los difusores (h) $8 m$

Presión absoluta a la profundidad del inyector (P_2) $179805 Pa$

Viscosidad absoluta (μ) $7,2 \cdot 10^{-4} Pa/s$

Q/V $1,3 \cdot 10^{-5} s^{-1}$

Caudal de gas para mezcla necesario (Q_{mezcla}) $384,20 m^3/h$

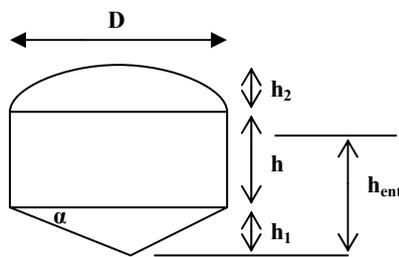
Número de lanzas ($n^\circ lanzas$) 44

Caudal por lanza (Q_{lanza}) $8,873 m^3/h$

3.4.3.6 Dimensiones del digestor

Se emplea un digestor cilíndrico. La tipología más común es en forma de cilindro vertical de poca altura. Estos digestores no suelen tener diámetros inferiores a 6m ni superiores a 38m. La profundidad del líquido no debe ser inferior a 7,5m y puede llegar a ser de 14m o más. El fondo del tanque suele ser de forma cónica con pendiente hacia el cuenco de extracción de fangos, normalmente situado en el centro. La pendiente en el fondo suele ser, como mínimo de 1:4 (horizontal:vertical)

Se calculan las dimensiones de la unidad:



D	19 m
V_D	4104,73 m ³
h	7 m
h_1	0,290 m
h_2	1 m
h_{ext}	2,40 m
pte	3 %

Figura 3.3: Esquema de un digestor

3.4.3.7 Calentamiento digestor

Se adoptan los siguientes valores de diseño.

Temperatura:

Temperatura del digestor (T_D)	35°C
Temperatura fango seco (T_F)	10°C
Temperatura aire ambiente (T_A)	-1°C
Temperatura suelo (T_S)	6°C

Coefficientes de transferencia de calor:

Conductividad capa espuma poliuretano ($k_{\text{poliuretano}}$)	$0,02 \text{ kcal} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$
Conductividad hormigón armado ($k_{\text{horm. armado}}$)	$1,4 \text{ kcal} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$
Conductividad hormigón en masa ($k_{\text{horm. masa}}$)	$1,1 \text{ kcal} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$
Coefficiente convección pared-fango (h_{P-F})	$300 \text{ kcal} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-2} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$
Coefficiente convección pared-aire (h_{P-A})	$20 \text{ kcal} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-2} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$
Coefficiente convección pared-suelo (h_{P-S})	$50 \text{ kcal} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-2} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$

Espesores de los materiales:

Espesor hormigón en cúpula ($e_{\text{horm. cúpula}}$)	$0,2 \text{ m}$
Espesor hormigón en pared vertical ($e_{\text{horm. p. vertical}}$)	$0,45 \text{ m}$
Espesor de hormigón en soler ($e_{\text{horm. soler}}$)	$0,4 \text{ m}$
Espesor de hormigón en masa ($e_{\text{horm. masa}}$)	10 m
Espesor capa espuma poliuretano ($e_{\text{horm. cúpula}}$)	$0,03 \text{ m}$

A) Cantidad de calor necesaria para el calentamiento del fango en condiciones extremas

$$q_{FANGO} = Q \cdot \rho_{FANGO} \cdot C_{P,FANGO} \cdot (T_D - T_F) \quad (3.27)$$

q_{FANGO} : Cantidad de calor ($kcal$)

Q : Caudal de fango (m^3/h)

ρ_{FANGO} : Densidad del fango (kg/m^3)

$C_{P,FANGO}$: Calor específico del fango ($\text{kcal}/\text{kg} \cdot ^\circ\text{C}$)

T_D : Temperatura del digestor ($^\circ\text{C}$)

T_F : Temperatura del fango ($^\circ\text{C}$)

$$q_{FANGO} = \frac{547,30 \frac{m^3}{día} \cdot 1000 \frac{kg}{m^3} \cdot 1 \frac{kcal}{kg \cdot ^\circ C} \cdot (35 - 10)^\circ C}{24 \frac{h}{día}} = 570101,30 \frac{kcal}{h} \quad (3.28)$$

Se supone que el calor específico y la densidad del fango son similares a las del agua.

B) Cálculo de superficies de paredes, solera y cubierta

- Superficie de pared cilíndrica situada sobre el terreno

$$S_p = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h' = 2 \cdot \pi \cdot 7 \cdot (7 + 0.290 - 2,4) = 220,23m^2 \quad (3.29)$$

- Superficie de pared cilíndrica situada bajo el terreno

$$S_E = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h' = 2 \cdot \pi \cdot 7 \cdot (2.4 - 0.290) = 94,16m^2 \quad (3.30)$$

- Superficie de la cúpula

$$S_E = \pi \cdot (r^2 + h_2^2) = \pi \cdot (7^2 + 1^2) = 160,73m^2 \quad (3.31)$$

- Superficie de la solera

$$S_s = \pi \cdot r \cdot \sqrt{r^2 + h_1^2} = \pi \cdot 7 \cdot \sqrt{7^2 + 0.290^2} = 157,32m^2 \quad (3.32)$$

C) Cálculo de los coeficientes de conductividad

El coeficiente global de transmisión de calor viene determinado por:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{\alpha_1} + \frac{e_1}{\lambda_1} + \dots + \frac{e_n}{\lambda_n} + \frac{1}{\alpha_2} \quad (3.33)$$

K : Coeficiente global de transmisión de calor ($\text{kcal h}^{-1} \text{ m}^{-2} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)

α_1 : Coeficiente de transmisión de calor por convección en 1 ($\text{kcal h}^{-1} \text{ m}^{-2} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)

λ_1 : Conductividad calorífica del medio 1 ($\text{kcal h}^{-1} \text{ m}^{-1} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)

e_1 : Espesor de la pared 1 (m)

▪ Coeficiente de transmisión de calor de la cúpula

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{300} + \frac{0,2}{1,4} + \frac{0,03}{0,02} + \frac{1}{20}} = 0,59 \frac{\text{kcal}}{\text{h} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C}} \quad (3.34)$$

▪ Coeficiente de transmisión de la pared cilíndrica sobre el terreno

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{300} + \frac{0,45}{1,4} + \frac{0,03}{0,02} + \frac{1}{20}} = 0,53 \frac{\text{kcal}}{\text{h} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C}} \quad (3.35)$$

▪ Coeficiente de transmisión de la pared cilíndrica bajo el terreno

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{300} + \frac{0,45}{1,4} + \frac{0,03}{0,02} + \frac{1}{50}} = 0,54 \frac{\text{kcal}}{\text{h} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C}} \quad (3.36)$$

- Coeficiente de transmisión de calor de la solera

$$K_s = \frac{1}{\frac{1}{300} + \frac{0,45}{1,4} + \frac{0,1}{1,1} + \frac{1}{50}} = 2,3 \frac{\text{kcal}}{\text{h} \cdot \text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}} \quad (3.37)$$

D) Cálculo de las pérdidas de calor

Para el cálculo de las pérdidas de calor se utiliza la siguiente ecuación:

$$q = K \cdot S \cdot \Delta T \quad (3.38)$$

K : Coeficiente de transmisión de calor $\left(\frac{\text{kcal}}{\text{h} \cdot \text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}}\right)$

Q : Superficie de intercambio de calor (m^2)

ΔT : Gradiente de temperatura $(^\circ\text{C})$

q : Pérdidas de calor (kcal/h)

- Pérdidas de calor en la cúpula

$$q_C = K_C \cdot S_C \cdot (T_D - T_A) = 0,59 \cdot 220,23 \cdot (35 - (-1)) = 3411,36 \text{ kcal/h} \quad (3.39)$$

- Pérdidas en la pared cilíndrica sobre el terreno

$$q_P = K_P \cdot S_P \cdot (T_D - T_A) = 0,54 \cdot 94,16 \cdot (35 - (-1)) = 4228,93 \text{ kcal/h} \quad (3.40)$$

- Pérdidas en la pared cilíndrica bajo el terreno

$$q_E = K_E \cdot S_E \cdot (T_D - T_S) = 0,54 \cdot 160,73 \cdot (35 - 6) = 1480,20 \text{ kcal/h} \quad (3.41)$$

- Pérdidas en la solera

$$q_S = K_S \cdot S_S \cdot (T_D - T_S) = 2,3 \cdot 157,32 \cdot (35 - 6) = 10472,05 \text{ kcal/h} \quad (3.42)$$

Las pérdidas totales previstas por radiación son:

$$q_{PÉRDIDAS} = q_C + q_P + q_E + q_S \quad (3.43)$$

$$q_{PÉRDIDAS} = 19592,54 \text{ kcal/h} \quad (3.44)$$

E) Capacidad necesaria del intercambiador de calor

Para calentar el fango y mantener la temperatura de los digestores a 35°C, será necesaria la siguiente cantidad de calor:

$$Q = q_{FANGO} + q_{PÉRDIDAS} = 570101,30 + 19592,54 = 589693,84 \text{ kcal/h} \quad (3.45)$$

Si se adopta un margen de reserva del 25% la capacidad de las calderas será:

$$Q_{CALDERA} = 1,25 \cdot Q = 1,25 \cdot 589693,84 = 737117,30 \text{ kcal/h} \quad (3.46)$$

Se supone una eficiencia del 90%. Por tanto, la capacidad de intercambio es:

$$Q_r = \frac{Q_{CALDERA}}{0,9} = \frac{737117,30}{0,9} = 819019,22 \text{ kcal/h} \quad (3.47)$$

Se adoptan las siguientes temperaturas de diseño

Temperatura de entrada de agua ($T_{ent,agua}$) 75° C

Temperatura de entrada de fango ($T_{ent,fango}$) 67° C

Temperatura de salida de agua ($T_{sal,agua}$) 35° C

Temperatura de salida de fango ($T_{sal,fango}$) 36° C

El gradiente de temperatura medio logarítmico, se calcula como:

$$\Delta T_{ml} = \frac{(T_{ent,agua} - T_{sal,fango}) - (T_{sal,agua} - T_{ent,fango})}{\ln\left(\frac{T_{ent,agua} - T_{sal,fango}}{T_{sal,agua} - T_{ent,fango}}\right)} = \frac{(75 - 36) - (67 - 35)}{\ln\left(\frac{75 - 36}{67 - 35}\right)} = 35,38^\circ C \quad (3.48)$$

El coeficiente integral de transmisión de calor para el acero es de:

$$U_{acero} = 460 \frac{kcal}{h \cdot m^2 \cdot ^\circ C} \quad (3.49)$$

La superficie total de intercambio será, por tanto:

$$A = \frac{Q_r}{\Delta T_{ml} \cdot U_{acero}} = \frac{819019,22}{35,38 \cdot 460} = 50,32 m^2 \quad (3.50)$$

Se puede calcular el caudal de agua teórico conociendo la variación de temperatura del agua ($\Delta T_{agua} = 75 - 67 = 8^\circ C$) y la cantidad de calor intercambiada ($Q_r = 819019,22 kcal/h$).

$$Q_{agua} = \frac{Q_r}{C_{p,agua} \cdot \Delta T_{agua}} = 102,38 \frac{m^3}{h} \quad (3.51)$$

F) Necesidades energéticas para el calentamiento del digestor

▪ Aprovechamiento del biogás

Los calores específicos para el biogás y el metano esperados en el digestor son:

$$C_{e,biogas} \quad 24 MJ/m^3$$

$$C_{e,metano} \quad 38 MJ/m^3$$

$$C_{e,biogas} = 24 \frac{MJ}{m^3} \cdot 0,2388 \frac{kcal}{KJ} \cdot 10^3 \frac{KJ}{MJ} = 5371,2 \frac{kcal}{m^3} \quad (3.52)$$

Para la combustión del biogás se adopta un rendimiento del 85%. Por tanto, el consumo de biogás será:

$$Q_{gas} = \frac{Q_I}{0,85 \cdot C_{e,biogas}} = 168,12 \frac{m^3}{h} \quad (3.53)$$

▪ Consumo de gas-oil

Para la puesta en marcha del digestor debe emplearse un sistema alternativo basado en la combustión de gas-oil.

Rendimiento en la combustión de gas-oil 85 %

Poder calorífico del gas-oil ($C_{e,gas-oil}$) 8200 kcal/m³

Se debe calentar el fango para poner en marcha el digestor. Conocido el volumen del digestor $V_D = 4104,73m^3$ se calcula la cantidad de calor necesaria empleando la ecuación:

$$Q_{inicio} = V_D \cdot \rho \cdot (T_D - T_F) \quad (3.54)$$

$$Q_{inicio} = 4104,73m^3 \cdot 1000 \frac{kg}{m^3} \cdot 1 \frac{kcal}{kg \cdot ^\circ C} \cdot (35 - 10)^\circ C = 8,82 \cdot 10^7 kcal \quad (3.55)$$

Se supone una eficacia del 90%. Por tanto los cambiadores de calor requieren una capacidad de:

$$C_{intercambio} = \frac{Q_r}{0,9} = \frac{819019,22 kcal/h}{0,9} \cdot \frac{24h}{día} = 2,18 \cdot 10^7 \frac{kcal}{día} \quad (3.56)$$

Conocida la capacidad se puede calcular el tiempo que lleva en poner en marcha el digestor:

$$t_{\text{inicio}} = \frac{Q_{\text{inicio}}}{C_{\text{intercambio}} - q_{\text{PÉRDIDAS}}} \quad (3.57)$$

$$t_{\text{inicio}} = \frac{8,82 \cdot 10^7 \text{ kcal}}{2,18 \cdot 10^7 \frac{\text{kcal}}{\text{día}} - 19592,54 \frac{\text{kcal}}{\text{h}} \cdot 24 \frac{\text{h}}{\text{día}}} = 4,13 \text{ días} \quad (3.58)$$

Con este tiempo se calcula la cantidad de gas-oil necesaria para la puesta en marcha del digestor:

$$V_{\text{gas-oil}} = \frac{C_{\text{intercambio}} \cdot t_{\text{inicio}}}{0,85 \cdot 8200 \text{ kcal/kg}} = \frac{2,18 \cdot 10^7 \frac{\text{kcal}}{\text{día}} \cdot 4,73 \text{ días}}{0,85 \cdot 8200 \frac{\text{kcal}}{\text{kg}}} = 12935,79 \text{ kg} \quad (3.59)$$

3.4.3.8 Gasómetro y quemador

La cantidad de biogás producido es de $10416,11 \text{ m}^3/\text{día}$ y el consumo de biogás necesario es de $168,12 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{gas}} = 168,12 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \cdot \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 4034,97 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \quad (3.60)$$

Hay, por tanto, un excedente de gas:

$$Q_{\text{excedente}} = 10416,11 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} - 4034,97 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 6381,14 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \quad (3.61)$$

Se adopta un volumen de gasómetro que pueda almacenar la producción de 8 horas.

$$V_{\text{gasómetro}} = 8 \cdot P_{\text{gas}} = 8h \cdot 10416,11 \frac{m^3}{\text{día}} \cdot \frac{\text{día}}{24h} = 3472,04m^3 \quad (3.62)$$

Se adopta un quemador de gas que tenga una capacidad de combustión un 25 % superior al caudal excedente de gas.

$$P_{\text{quemador}} = 1,25 \cdot 6381,14 = 7976,42 \frac{m^3}{\text{día}} \quad (3.63)$$

3.4.4 Deshidratación de lodos

3.4.4.1 Cálculo del tampón de fangos

Tiempo de residencia (t_R)	3 días
Caudal de fango (Q_{DESH})	$547,30 m^3/\text{día}$
Volumen (V)	$1641,89 m^3$

Se adopta un tanque cilíndrico para almacenamiento de fangos con las siguientes dimensiones:

Diámetro (D)	$12 m$
Altura (h)	$4 m$
Volumen (V)	$1641,89 m^3$

3.4.4.2 Cálculo del filtros banda

Los filtros banda trabajan 5 días a la semana 8 horas diarias.

Cuando los fangos estén secos tendrán una concentración de $250 kg/m^3$ por lo que el caudal será:

$$Q_{SECO} = \frac{F_{DIG}}{C_{FDESH}} = \frac{18027,88 \frac{kg}{día}}{250 \frac{kg}{m^3}} = 72,11 \frac{m^3}{día} \quad (3.64)$$

El caudal horario de fango seco será:

$$Q'_{DESH} = Q_{DESH} \cdot \frac{7 \frac{d}{sem}}{40 \frac{h}{sem}} = 547,30 \cdot \frac{7}{40} = 95,78 \frac{m^3}{h} \quad (3.65)$$

Por tanto a las unidades de filtración entra una cantidad de fango por hora de:

$$C_F = F_{DIG} \cdot \frac{7 \text{ días/sem}}{40 \text{ h/sem}} = 18027,88 \cdot \frac{7}{40} = 3154,88 \frac{kg}{h} \quad (3.66)$$

Como hay tres filtros banda, el caudal horario que circula por cada uno de ellos será:

$$Q_{F.BANDA} = \frac{Q'_{DES}}{3} = \frac{95,78 \frac{m^3}{h}}{3} = 31,93 \frac{m^3}{h} \quad (3.67)$$

Se adopta una carga de fango por ancho de banda de $500 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{h}^{-1}$.

$$\text{Carga de fango} = 500 = \frac{C_F}{W \cdot n^\circ \text{ filtros}} = \frac{3154,88}{W \cdot 3} \quad (3.68)$$

Se despeja el valor del ancho de banda y se obtiene $W = 2,10 \text{ m}$. Por tanto la longitud es igual a: $L = 4,21 \text{ m}$

3.4.4.3 Caudal de agua de lavado

Se adopta un caudal de agua de lavado de $1,71 \cdot m^{-1} \cdot s^{-1}$ (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*). Por tanto, el caudal de lavado:

$$Q_{lavado} = 1,7 \frac{l}{m \cdot s} \cdot 3 \cdot 4,21m = 13,44 \frac{l}{s} \cdot \frac{86400s}{día} \cdot \frac{m^3}{10^3 l} = 1853,55 \frac{m^3}{día} \quad (3.69)$$

3.4.4.4 Dosificación de reactivos

- Concentración de polielectrolito

$$0,55\% = 5,5 \text{ kg}/m^3 \quad (3.70)$$

- Dosificación máxima prevista según bibliografía (*Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales, 1997*)

$$D_{POLI} = 5 \frac{kg}{T.M.S} \quad (3.71)$$

- Consumo máximo de polielectrolito al día

$$C_{POLI} = \frac{F_{DIG}}{1000} \cdot D_{POLI} \cdot \frac{7}{5} = 126,20 \text{ kg}/día \text{ en verano} \quad (3.72)$$

- Caudal diario de solución al 0,55%

$$Q_{POLI} = \frac{C_{POLI}}{5,5} = \frac{96,28 \text{ kg}/día}{5,5 \text{ kg}/m^3} = 22,94 m^3/día \quad (3.73)$$

3.5 COGENERACIÓN

El biogás generado en la digestión anaerobia se lleva a un motor de cogeneración en el que se transforma en energía eléctrica.

Se producen $10416,11 \text{ m}^3/\text{día}$ de biogás. Se busca un motor adecuado para esta producción.

Entre los motores ofertados se selecciona el que satisface la necesidades de la planta. El motor pertenece al fabricante alemán JENBACHER con fábrica en Barcelona.

Tabla 3.2: Especificaciones del motor de cogeneración

JENBACHER JS 320	
Número de cilindros	16
Biogás	Hasta $15000 \text{ m}^3/\text{día}$
Capacidad	1105 Kwh
Velocidad	1500 rpm
Ancho	2 m
Largo	6 m
Alto	2 m
Peso	10,5 kg

Este motor permite tiene una vida media superior a las 60000 horas. Además ha sido perfeccionado para una máxima eficiencia en los menores consumos de combustible posibles.

BIBLIOGRAFÍA

- Arboleda Valencia, J. (2000) “Teoría y práctica de la purificación del agua” (3ª edición), Mcgraw-Hill, Santa Fe de Bogotá.

- Benefield, L.D. and Randall, C.W. (1980) “Biological Process Design for Wastewater Treatment” Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.

- Camp, T.R., y Stein, P.C. (1943) “Velocity Gradients and Internal Work in Fluid Motion”, J. Boston Soc. Civ. Eng., vol 30.

- Díaz Lázaro-Carrasco, J.A. (1991) “Depuración d aguas residuales”, Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Centro de Publicaciones, Madrid.

- Hernández Lehmann, A. (1990) “Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales”, Colegio de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.

- Hernández Muñoz, A.H. Lehmann, P. Galán Martínez, (1995) “Manual de depuración Uralita-sistemas para depuración de aguas residuales en núcleos de hasta 20000 habitantes”, URALITA Productos y Servicios, S.A., Madrid.

- Lawrence, A.W., and McCarthy, P.L. (1970) “A Unified Basis for Biological Treatment Design and Operation” J. Sanit. Eng. Div. Am. Soc. Civ. Eng.

- Metcalf & Eddy (1995) “Ingeniería de la Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización” (3ª edición), McGraw-Hill, Madrid.

- Mills, A.F. (1995) “Transferencia de calor” (3ª edición), University of California, Los Angeles.

- Sala Lizarraga, J.M. (1994), “Cogeneración”, Serv. Ed. UPV/EHU. Bilbao, 1994.
- Molina Igartua, L.A. (1993) “Manual de eficiencia energética térmica en la industria” et al. EVE.

- “Manual of practice for water pollution control-Sludge Stabilization”, WPFC,
Washington D.C., 1985.

