



# UNIVERSITAT JAUME I

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA I CIÈNCIES EXPERIMENTALS  
GRADO EN INGENIERÍA EN TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES

## *Diseño de una EDAR en la Llosa (Castellón)*

**TRABAJO FIN DE GRADO**

AUTOR/A

Diego Izquierdo Sánchez

DIRECTOR/A

Leonor Hernández

Castellón, Septiembre de 2014



## INDICE GENERAL:

Resumen.....	11
Índice del resumen del proyecto:.....	13
1. Planteamiento del proyecto.....	14
2. Objeto del proyecto .....	14
3. Posibles soluciones.....	14
Memoria descriptiva .....	15
Índice de la memoria descriptiva: .....	17
1. Antecedentes .....	19
2. Objeto y justificación del proyecto .....	20
3. Viabilidad.....	21
3.1 Viabilidad económica .....	21
3.2 Viabilidad tecnológica .....	21
3.3 Viabilidad legal .....	21
4. Ubicación y Emplazamiento .....	23
4.1. Necesidades de espacio .....	23
4.2. Criterios de selección .....	25
4.3. Diferentes ubicaciones.....	26
4.3.1. Ubicación 1.....	26
4.3.2. Ubicación 2.....	28
4.2.3. Ubicación 3.....	29
4.3. Calificaciones de los criterios .....	31
5. Distribución en planta .....	33
6. Procesos de depuración .....	36
6.1 Línea de Agua .....	36
6.1.1. Pretratamiento.....	36
6.1.1.1. Rejillas de desbaste .....	36
6.1.1.2. Tamizado .....	38
6.1.1.3. Desarenado .....	38
6.1.1.4. Bombeo .....	39
6.1.2. Tratamiento primario.....	40
6.1.3 Tratamiento secundario.....	41
6.1.3.1. Tratamiento biológico .....	41

6.1.3.2. Tratamiento biológico de fangos activos .....	43
6.1.3. 2. Decantación secundaria .....	50
6.1.4 Tratamiento terciario (Desinfección) .....	51
6.2. Línea de Fangos .....	53
6.2.1 Espesamiento .....	54
6.2.2 Digestión.....	55
6.2.3 Deshidratación de fangos.....	57
7. Descripción de los equipos.....	60
7.1. Descripción de pretratamiento común .....	60
7.2. Descripción de equipos en OPCIÓN 1 .....	62
7.3. Descripción de los equipos en OPCIÓN 2 .....	64
8. Estudio de la selección de opción .....	68
8.1. Volumen construido.....	68
8.2. Equipos de aireación .....	69
8.3. Bombas (1 y 2).....	69
9. Seguridad e Higiene.....	71
9.1. Técnicas de prevención de riesgos laborales .....	71
9.2. Medidas higiénicas .....	72
9.3. Seguridad.....	73
9.3.1. Laboratorio .....	73
9.3.2. Pretratamiento.....	75
9.3.3. Desarenador .....	75
9.3.4. Reactor biológico.....	76
9.3.5. Decantadores .....	76
9.3.6. Espesador de fangos .....	77
9.3.7. Eras de Secado .....	77
10. Bibliografía consultada.....	78
11. ANEXO 1 .....	79
Índice: ANEXO DE CÁLCULOS .....	81
11.1. ESTUDIO DEMÓGRAFICO .....	84
11.2. BASES DE PARTIDA .....	85
11.2.1. Población y parámetros unitarios.....	85
11.2.3. Caudales de dimensionamiento.....	86
11.2.4. Características de la contaminación.....	87

11.2.5. Resultados a obtener .....	88
11.3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIDADES DE DEPURACIÓN .....	89
11.3.1. Pretratamiento .....	89
11.3.1.1. Canal de desbaste .....	89
11.3.1.2. Reja de gruesos y Reja de finos .....	90
11.3.1.2.1. Reja de gruesos: .....	91
11.3.1.2.2. Reja de finos .....	92
11.3.1.3. Pérdida de carga en las rejillas de desbaste .....	93
11.3.1.3.1. Pérdida en Reja de gruesos .....	94
11.3.1.3.2. Pérdida en Reja de finos .....	94
11.3.1.4. Pozo de bombeo .....	95
11.3.1.4.1. Volumen mínimo del pozo .....	95
11.3.1.4.2. Sumergencia de aspiración .....	95
11.3.1.4.3. Dimensiones del pozo .....	95
11.3.1.5. Aliviadero de seguridad .....	96
11.3.1.6. Desarenador .....	96
11.3.2. CÁLCULO OPCIÓN 1 .....	98
11.3.2.1. Tratamiento biológico .....	98
11.3.2.1.1. Criterio utilizado .....	98
11.3.2.1.2. Hipótesis: .....	99
11.3.2.1.3. Ecuaciones: .....	100
11.3.2.1.4. Procedimiento de cálculo .....	101
11.3.2.2 Tratamiento biológico (1): Fangos activados aireación prolongada .....	105
11.3.2.2.1. Datos(1) .....	105
11.3.2.2.2. Resultados (1) .....	108
11.3.2.2.3. Comprobación con EES: .....	109
11.3.2.2.4. Zona anóxica (1) .....	111
11.3.2.2.5. Recirculación interna (1) .....	113
11.3.2.3 Aireación (1) .....	113
11.3.2.3.1. Necesidades de oxígeno .....	113
11.3.2.3.2. Capacidades de oxigenación (1) .....	114
11.3.2.3.3. Equipos de aireación (1) .....	116
11.3.2.4. Dimensiones del tanque de aireación prolongada .....	119
11.3.2.5. Decantación secundaria (1) .....	120

11.3.2.6. Dosificación de cloruro férrico (1y2) .....	123
11.3.2.6.1. Caudales a dosificar.....	124
11.3.2.6.2. Depósito de Cloruro férrico.....	124
11.3.2.7. Producción de fangos en exceso (1).....	125
11.3.2.7.1. Fangos en exceso (1) .....	125
11.3.2.7.2. Bombeo de fangos (1) .....	126
11.3.2.8. Espesamiento de fangos (1) .....	126
11.3.2.9. Secado-Eras de Secado.....	128
11.3.2.10. Bombeo de Espesamiento a Eras de Secado.....	129
11.3.3. CALCULO OPCIÓN 2.....	130
11.3.3.1. Decantación primaria .....	130
11.3.3.2. Reactor biológico (2): Fangos activados convencional .....	131
11.3.3.2.1. Datos (2) .....	132
11.3.3.2.2. Resultados (2).....	134
11.3.3.2.3. Comprobación con EES .....	135
11.3.3.2.4. Zona anóxica (2) .....	135
11.3.3.2.5. Recirculación interna (2) .....	137
11.3.3.3. Aireación (2) .....	137
11.3.3.3.1. Necesidades de oxígeno (2) .....	137
11.3.3.3.2. Capacidades de oxigenación (2).....	137
11.3.3.3.3. Equipos de aireación (2).....	139
11.3.3.4. Decantador secundario (2).....	142
11.3.3.5. Dosificación de FeCl3 (2) .....	143
11.3.3.6. Fangos en exceso (2) .....	143
11.3.3.7. Fangos en decantación primaria .....	144
11.3.3.8. Bombeo de fangos (2) .....	144
11.3.3.8.1. Caudal de fangos en exceso a decantación primaria .....	144
11.3.3.8.2. Caudal de fangos de la decantación primaria a línea de fangos.....	144
11.3.3.9. Espesamiento de fangos(2) .....	145
11.3.3.10. Bombeo a digestión .....	146
11.3.3.11. Digestión aerobia de fangos.....	146
11.3.3.11.1. Dimensionado .....	148
11.3.3.11.2. Necesidades de oxígeno del digestor.....	149
11.3.3.11.3. Capacidad de oxigenación del digestor.....	149

11.3.3.11.4. Equipos de aireación para el digestor .....	150
11.3.3.12. Bombeo a eras de secado (2) .....	152
11.3.3.13. Eras de Secado (2) .....	152
12. Anexo 2, estudio hidráulico .....	155
Índice del estudio hidráulico .....	157
12.1. Dimensionado de las tuberías a presión .....	158
12.1.1. Recirculación interna a modo de ejemplo de cálculo (zona óxica-anóxica) .....	158
12.1.2. Resultados de la altura necesaria y diámetro de tuberías .....	159
12.1.3. Bombeos .....	160
12.1.3.1. Bombeo de pozo de bombeo .....	160
12.1.3.2. Bombeo en recirculación interna .....	161
12.1.3.3. Bombeo de recirculación externa .....	163
12.1.3.4. Bombeo de fangos a espesamiento .....	163
12.1.3.5. Bombeo de Sobrenadantes del espesado a cabecera. ....	163
12.1.3.6. Bombeo de fangos a secado .....	164
12.1.4. Válvulas a instalar para obtener el punto de funcionamiento .....	165
12.1.4.1. Pérdidas de las Válvulas .....	166
12.1.4.2. Válvulas de Bola .....	168
12.1.4.3. Válvula de mariposa .....	168
12.2. Dimensionado de las tuberías por gravedad .....	170
12.2.1. Dimensionado de canales antes del aliviadero: .....	170
12.2.2. Dimensionado de canales después del aliviadero: .....	171
12.2.2.1. Desarenador-pozo de bombeo .....	171
12.2.2.2. Reactor biológico – Decantador secundario .....	171
12.2.2.3. Decantador secundario-vertido .....	172
13. Bibliografía consultada .....	173
14. Pliego de condiciones .....	175
Índice del pliego de condiciones .....	177
14.1. Objeto del pliego .....	178
14.2. Condiciones que deben cumplir .....	178
14.2.1. Tuberías .....	178
14.2.2. Bombas .....	178
14.2.2.1. Bombas sumergibles para aguas residuales .....	178
14.2.2.2. Bombas dosificadoras .....	179

14.2.3. Válvulas .....	179
14.2.3.1. Válvulas de mariposa .....	180
14.2.3.2. Válvulas de bola .....	181
14.2.3.3. Válvulas de membrana.....	181
14.2.4. Aireadores de superficie y agitadores.....	181
14.3. Ejecución de las obras .....	182
14.3.1. Tuberías.....	182
14.3.2. Bombas.....	182
14.3.3. Válvulas .....	183
14.3.4. Aireadores de superficie y agitadores.....	183
15. Presupuesto y viabilidad económica.....	185
Índice del Presupuesto y Viabilidad económica.....	187
15.1. Resumen.....	188
15.2. Presupuesto de instalaciones dimensionadas por completo.....	189
15.2.1. Mediciones .....	189
15.2.2. Cuadro de precios .....	191
15.2.3. Presupuesto .....	193
15.3. Presupuesto final.....	195
15.3.1. Actualización del presupuesto .....	195
15.3.2. Obtención de nuestro presupuesto .....	195
15.4. Viabilidad.....	196
15.4.1. Inversión inicial.....	196
15.4.2. Gastos directos.....	196
15.4.2.1. Materia prima .....	196
15.4.2.2. Energía consumida .....	196
15.4.2.3.. Salarios directos .....	196
15.4.3. Gastos indirectos.....	197
15.4.3.1.. Amortización .....	197
15.4.3.2. Teléfono, fax, y material de oficina:.....	197
15.4.3.3. Material de laboratorio .....	197
15.4.4. Precio de agua depurada .....	197
15.4.5. Viabilidad.....	197
15.4.5.1. Valor actual neto .....	198
15.4.5.2. Tasa interna de rentabilidad (TIR).....	200

15.4.5.3. Periodo de retorno .....	201
15.4.6. Conclusiones.....	201
16. Planos .....	203
Índice de Planos .....	205
15.1. Canal de desbaste .....	205
15.2. Desarenador.....	205
15.3 Pozo de bombeo .....	205
15.4. Reactor Biológico .....	205
15.5. Decantador.....	205
15.6. Espesador .....	205
15.7. Distribución de planta.....	205
15.8. Distribución planta tuberías.....	205



## **Resumen**



## Índice del resumen del proyecto:

1. Planteamiento del proyecto.....	14
2. Objeto del proyecto .....	14
3. Posibles soluciones.....	14

## 1. Planteamiento del proyecto

El municipio de la Llosa (Castellón) cuenta en la actualidad con una estación depuradora obsoleta. Es decir, no funciona correctamente incumpliendo los límites de vertido.

En la Llosa, cuya población es de unos 950 habitantes, se instaló una EDAR que contaba con las siguientes etapas:

Un tamiz de finos automático motorizado, dos desarenadores estáticos, un tanque imhoff, el tratamiento de biodiscos y un decantador lamelar tipo estático.

Esta estación depuradora no se ha instalado el sistema de desnitrificación necesario para el cumplimiento en todas las formas de nitrógeno en el vertido. El biodisco instalado no es capaz de desnitrificar.

Tras instalar la planta se ha observado la incapacidad de la planta de nitrificar. No cumple con el requisito de vertido en nitrógeno amoniacal de la planta. Es decir, no está nitrificando como es debido incumpliendo su objetivo. Se estudian pues las diferentes maneras de solventar dicho problema.

## 2. Objeto del proyecto

El objetivo del proyecto será diseñar de nuevo la depuradora de la Llosa ya que ésta está dando muchos problemas.

Por lo que el objetivo del proyecto será pues dimensionar todos los procesos y etapas de una depuradora con todos los equipos necesarios para así solucionar los problemas que da la planta de la Llosa. Así como realizar el presupuesto y estudio económico de la planta.

## 3. Posibles soluciones

Las soluciones que se estudiarán para obtener los resultados deseados serán:

- Opción 1, la estación depuradora contaría con:
  1. Pretratamiento.
  2. Fangos activados de tipo aireación prolongada (oxidación total) como proceso biológico.
  3. Decantación secundaria
  4. Espesamiento por gravedad.
  5. Eras de Secado.
- Opción 2, la estación depuradora contaría con:
  1. Pretratamiento.
  2. Decantación primaria
  3. Fangos activados de tipo convencional como proceso biológico.
  4. Decantación secundaria
  5. Espesamiento por gravedad.
  6. Digestión aerobia.
  7. Eras de Secado.

## **Memoria descriptiva**



## Índice de la memoria descriptiva:

Memoria descriptiva .....	15
Índice de la memoria descriptiva: .....	17
1. Antecedentes .....	19
2. Objeto y justificación del proyecto .....	20
3. Viabilidad.....	21
3.1 Viabilidad económica .....	21
3.2 Viabilidad tecnológica .....	21
3.3 Viabilidad legal .....	21
4. Ubicación y Emplazamiento .....	23
4.1. Necesidades de espacio .....	23
4.2. Criterios de selección .....	25
4.3. Diferentes ubicaciones.....	26
4.3.1. Ubicación 1.....	26
4.3.2. Ubicación 2.....	28
4.2.3. Ubicación 3.....	29
4.3. Calificaciones de los criterios .....	31
5. Distribución en planta .....	33
6. Procesos de depuración .....	36
6.1 Línea de Agua .....	36
6.1.1. Pretratamiento.....	36
6.1.1.1. Rejillas de desbaste .....	36
6.1.1.2. Tamizado .....	38
6.1.1.3. Desarenado .....	38
6.1.1.4. Bombeo .....	39
6.1.2. Tratamiento primario.....	40
6.1.3 Tratamiento secundario.....	41
6.1.3.1. Tratamiento biológico .....	41
6.1.3.2. Tratamiento biológico de fangos activos .....	43
6.1.3. 2. Decantación secundaria .....	50
6.1.4 Tratamiento terciario (Desinfección) .....	51
6.2. Línea de Fangos.....	53

6.2.1 Espesamiento .....	54
6.2.2 Digestión.....	55
6.2.3 Deshidratación de fangos.....	57
7. Descripción de los equipos.....	60
7.1. Descripción de pretratamiento común .....	60
7.2. Descripción de equipos en OPCIÓN 1 .....	62
7.3. Descripción de los equipos en OPCIÓN 2 .....	64
8. Estudio de la selección de opción .....	68
8.1. Volumen construido .....	68
8.2. Equipos de aireación .....	69
8.3. Bombas (1 y 2).....	69
9. Seguridad e Higiene.....	71
9.1. Técnicas de prevención de riesgos laborales .....	71
9.2. Medidas higiénicas .....	72
9.3. Seguridad.....	73
9.3.1. Laboratorio .....	73
9.3.2. Pretratamiento.....	75
9.3.3. Desarenador .....	75
9.3.4. Reactor biológico.....	76
9.3.5. Decantadores .....	76
9.3.6. Espesador de fangos .....	77
9.3.7. Eras de Secado .....	77
10. Bibliografía consultada.....	78

## 1. Antecedentes

La estación depuradora de La Llosa, construida en el año 1.995, recibe y trata las aguas residuales generadas por el citado municipio.

La línea de agua consta de un pretratamiento formado por un tamiz de finos automático motorizado de 2mm de paso, existe un canal paralelo en el que existe una reja manual, seguido de dos desarenadores estáticos. Posteriormente, el agua residual pasa a un Parshall construido en PVC de 76 mm de garganta. A continuación, es conducida a una arqueta de elevación al tanque Imhoff, construido en una superficie aproximada de 50 m<sup>2</sup>, de 175 m<sup>3</sup> de volumen unitario. El agua decantada se recoge en canaletas, por rebosadero sobre vertederos. El tratamiento secundario consta de un biodisco y la salida del agua es conducida a un decantador lamelar tipo estático, cuyo clarificado discurre por un vertedero tipo Thompson a un canal periférico que conduce el agua tratada a una arqueta de recepción y esta a su vez, la conduce a una arqueta con salida al punto de vertido final Acequia

Los fangos producidos en el decantador secundario son enviados al tanque Imhoff mediante una bomba sumergible tipo monocanal. Existe la posibilidad de purgar los fangos desde el tratamiento primario o desde el decantador secundario a cuatro eras de secado de 32 m<sup>3</sup> de capacidad unitaria.

Desde su puesta en marcha se han sucedido numerosas averías e incidencias del biodisco, que consecuentemente han dado lugar a problemas operacionales debido a roturas de los paquetes de polietileno del biodisco, daños en la estructura soporte, desgaste en el rodamiento de apoyo del eje del biodisco, así como en el grupo motorreductor, encargado del movimiento rotatorio del equipo y sustitución de la cadena de tracción por el elevado deterioro que presentaba durante el mes de septiembre 2013, entre otras. Lo cual ha supuesto un notable sobre coste en la partida de mantenimiento de los gastos de Explotación, así como afecciones puntuales de la calidad efluente como resultado de las paradas parciales de planta mientras se realizaban las labores de reparación.

La estación no está funcionando correctamente, no está nitrificando ya que las concentraciones de nitrógeno amoniacal no cumplen con los límites de vertido.

Esto no ocurre con lo cual el sistema de depuración queda inutilizado para su función, la cual es la nitrificación de aguas residuales. Por lo que esto conlleva a la consecuente pérdida económica que supone haber instalado un sistema incapaz de realizar su objetivo.

## 2. Objeto y justificación del proyecto

Para conseguir que en la estación de la Llosa se cumpla con la Normativa de vertido se estudia dimensionar de nuevo la depuradora. Para ello se plantean las siguientes soluciones:

- La estación depuradora contaría con:
  1. Pretratamiento.
  2. Fangos activados de tipo aireación prolongada (oxidación total) como proceso biológico.
  3. Decantación secundaria
  4. Espesamiento por gravedad.
  5. Digestión aerobia.
  6. Eras de Secado.
- La estación depuradora contaría con:
  8. Pretratamiento.
  9. Decantación primaria
  10. Fangos activados de tipo convencional como proceso biológico.
  11. Decantación secundaria
  12. Espesamiento por gravedad.
  13. Eras de Secado.

Por lo que los objetivos del proyecto serán dimensionar los equipos necesarios para llevar a cabo cada una de las posibles soluciones, y de todas estas, buscar la solución más adecuada con diversos criterios como costes, simplicidad de explotación y mantenimiento, superficie requerida, fiabilidad, costes de construcción, impacto ambiental, etc.

La realización del proyecto de conseguir el cumplimiento del sistema en la Llosa se fundamenta en varios puntos:

- Conseguir el cumplimiento de la planta significaría acabar con la pérdida económica que conlleva dicha planta ya que los gastos en la instalación de ésta no están justificados por el momento por la incapacidad del sistema.
- Además de la no-justificación de la inversión inicial, los gastos totales de la planta continúan creciendo. Esto se debe a los gastos relacionados con el coste energético, mantenimiento, supervisión, seguimiento de dicha planta, el personal que realiza estas tareas, etc.
- Por último, el hecho de no estar cumpliendo con la ley de vertido no solo conlleva a una sanción económica sino también significa que se está contaminando las aguas donde se produce el vertido.

## 3. Viabilidad

### 3.1 Viabilidad económica

En términos generales, los procesos de depuración de aguas residuales tienen una complicada rentabilidad económica ya que el producto final tiene un escaso valor comercial al ser abundante en la naturaleza.

Sin embargo, el proceso de depuración es necesario para asegurar unas condiciones sanitarias y ambientales adecuadas, disminuyendo así el impacto que se produce sobre el medio ambiente.

Todo esto concede a los sistemas de depuración de aguas residuales el carácter de bien público, y la obligación a los organismos públicos competentes para buscar la financiación que estas infraestructuras requieren.

Por otro lado, en nuestro caso interesa también para que no produzcan más costes de un sistema de depuración incapaz. Además en nuestra planta, una vez cumpla, uno de los requisitos principales será conseguir un coste energético y de mantenimiento del sistema bajos.

### 3.2 Viabilidad tecnológica

Los tratamientos de depuración que se van a llevar a cabo han sido estudiados, por lo que se tiene ejemplos de las plantas ya instaladas.

Todos estos procesos de depuración han sido debidamente contrastados experimentalmente y llevan implantados durante un tiempo suficiente para garantizar su correcto funcionamiento.

### 3.3 Viabilidad legal

Debe cumplirse la Directiva del Consejo de las Comunidades Europeas del 21 de Mayo de 1991 sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas (91/271/CEE), transpuesta a nuestro ordenamiento jurídico por el Real Decreto Ley 11/1995 de 28 de Diciembre.

Teniendo en cuenta el Anexo 1 de dicha directiva, para el caso en que no sea necesario un tratamiento superior al secundario, y no se trate de zonas de alta montaña, se pueden considerar los siguientes valores:

pH	6 - 8
SS	35 mg/litro
DBO5	25 mg/litro
DQO	125 mg/litro
Contaminación bacteriológica E.coli	1.000/100 ml Cuando esté prevista desinfección

Además de una sequedad del fango del mayor del 30 % y de una reducción de SV, estabilidad del fango de, como mínimo, un 40 %.

- Sequedad (% en peso de sólidos secos)

Secado en eras	> 30 %
Secado por centrifugas	20 - 28 %
Secado por filtros banda	20 - 30 %
Secado por filtros prensa	38 - 50 %

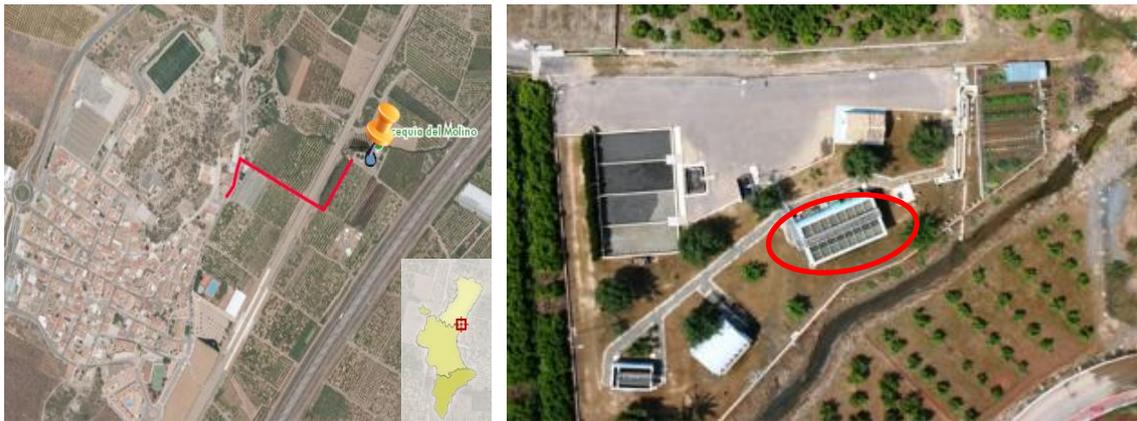
- Estabilidad (% de reducción en peso de sólidos volátiles)

Debe exigirse, como mínimo, una reducción del 40%

## 4. Ubicación y Emplazamiento

En nuestro caso la ubicación actual está ya definida ya que la planta depuradora está instalada en la parcela de la EDAR de la Llosa.

De todas maneras se va a estudiar cual sería el emplazamiento idóneo para nuestro sistema pero teniendo en cuenta este emplazamiento. Al rediseñar la planta la ubicación puede verse afectada por cambios (Por ejemplo si la nueva planta requiere de más espacio que el disponible por la parcela).



*Plano de situación y emplazamiento de la EDAR La Llosa. En la imagen de la derecha, indicado en rojo, la localización del tanque Imhoff en la instalación.*

El estudio de la ubicación de la EDAR de la Llosa se aborda con el método multicriterio.

Para realizar dicho estudio se necesitan en primer lugar conocer la superficie necesaria (Proceso, futuras ampliaciones, aparcamientos, maniobra de vehículos, etc.). Una vez calculada se seleccionan tanto las ubicaciones como los criterios de selección. A continuación se ponderan los diferentes criterios dando a cada uno la importancia ya que no todos afectarán con la misma magnitud. Finalmente se califica cada ubicación, es decir se puntúan los criterios en todas las ubicaciones escogidas.

Se calculan las necesidades de espacio para las dos posibles soluciones.

### 4.1. Necesidades de espacio

Se hace un estudio aproximado de las necesidades de espacio de la opción escogida (como se verá en el apartado de elección de opción), la opción 1, para así poder realizar la distribución de planta y la selección del emplazamiento. Se redondea siempre al alza.

Necesidades de espacio en el pretratamiento:

Superficie empleada en pretratamiento

Tratamiento	Medida reservada		
	Longitud (m)	Ancho (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Desbastes y canal de desbaste	5	0,3	1,5
Canal de desbaste de seguridad	5	0,3	1,5
Pozo de bombeo	3	3	9
medida caudal	3	1	3
Desarenado	1	0,4	0,4

15,4 TOTAL

Necesidades de espacio en el tratamiento secundario:

Necesidades de espacio en tratamiento secundario

Tratamiento	Medida reservada		
	Longitud (m)	Ancho (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Tanque Aireación prolongada	9	5,08	45,72
Tanque anóxico	2,25	5,08	11,43
		Radio (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Decantación secundaria		2,9	26,4207942
Dosificación de FeCl <sub>3</sub>		0,57	1,02070345

TOTAL 84,5914977

Necesidades de espacio en la línea de fangos:

Suponiendo que las bombas para bombear a diferentes tratamientos ocuparán 1 m<sup>3</sup> de espacio aproximadamente.

Necesidades de espacio en la línea de fangos

Tratamiento	Medida reservada		
	Radio (m)	Diámetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Espesamiento	0,6	1,2	4,52389342
bombeo de fangos a espesamiento	0,3	0,6	1,13097336
	Longitud (m)	Anchura (m)	Área (m <sup>2</sup> )
bombeo de fangos a secado	1	1	1
Eras de secado	6,8	25	170

TOTAL 176,654867 m<sup>2</sup>

Por lo que el área necesaria solamente de los diferentes procesos, es decir, sin contar las conexiones, la superficie de paso para personal, caseta de personal, escaleras para poder llegar a zonas de altura, caseta de muestras, y demás zonas sería de un TOTAL de 276,64 m<sup>2</sup>.

A este valor hay que añadirle:

Contando que deben caber vehículos, personal de mantenimiento, baños y caseta para dicho personal y espacio suficiente entre procesos para la accesibilidad se multiplica la superficie por un factor de 3.

De nuevo multiplicamos por un factor de 2 para posibles ampliaciones de la planta y por un factor de 1,5 por todas las instalaciones necesarias a parte de la depuración (agua, iluminación, gas, electricidad, escaleras, barandillas...).

Por lo que el área final de la planta contando ya con todas las necesidades de espacio incluyendo los equipos de seguridad y distancia de seguridad para el personal será mucho mayor.

Con los factores descritos nos daría una superficie de:

Superficie = 2489,76 m<sup>3</sup>

## **4.2. Criterios de selección**

La ubicación de una EDAR se ve afectada por muchos aspectos, en ocasiones contrapuestos y por lo tanto de difícil cumplimiento. Algunos de estos aspectos son:

1. Mínima distancia de bombeo entre los puntos de recogida y la EDAR
2. Lejano de las zonas urbanas, por la posible generación de olores, entre otros motivos.
3. Cercano a lugar de vertido.
4. Situado fuera de terrenos con interés turístico debido a la devaluación que sufre el terreno periférico a la EDAR, una vez se conoce su emplazamiento
5. Cercano a los puntos de reutilización, para minimizar la potencia de bombeo.
6. Situado donde el viento predominante se aleje del núcleo urbano.
7. Superficie suficiente sin excederse demasiado (precio).
8. Accesibilidad al lugar de la EDAR.
9. Tipos de suelo.
10. Cobertura hacia la tendencia del crecimiento urbano.

Los aspectos escogidos finalmente son los siguientes:

1. Mínima distancia de bombeo entre los puntos de recogida y la EDAR.
2. Lejano de las zonas urbanas, por la posible generación de olores, entre otros motivos.
3. Accesibilidad al lugar de la EDAR.
4. Cercano a lugar de vertido.
5. Superficie suficiente sin excederse demasiado (precio).
6. Situado fuera de terrenos con interés turístico debido a la devaluación que sufre el terreno periférico a la EDAR, una vez se conoce su emplazamiento.
7. Cobertura hacia la tendencia del crecimiento urbano.

Se escogen tres ubicaciones diferentes con una superficie mayor a la calculada como necesaria. Una vez escogidas las tres ubicaciones y conocidos los criterios de selección se evaluarán los diferentes criterios y se calculará la ubicación óptima.

### 4.3. Diferentes ubicaciones

#### 4.3.1. Ubicación 1

La primera ubicación, la correspondiente a la actual parcela de la EDAR, está formada por dos parcelas. Las dos parcelas se señalan a continuación.



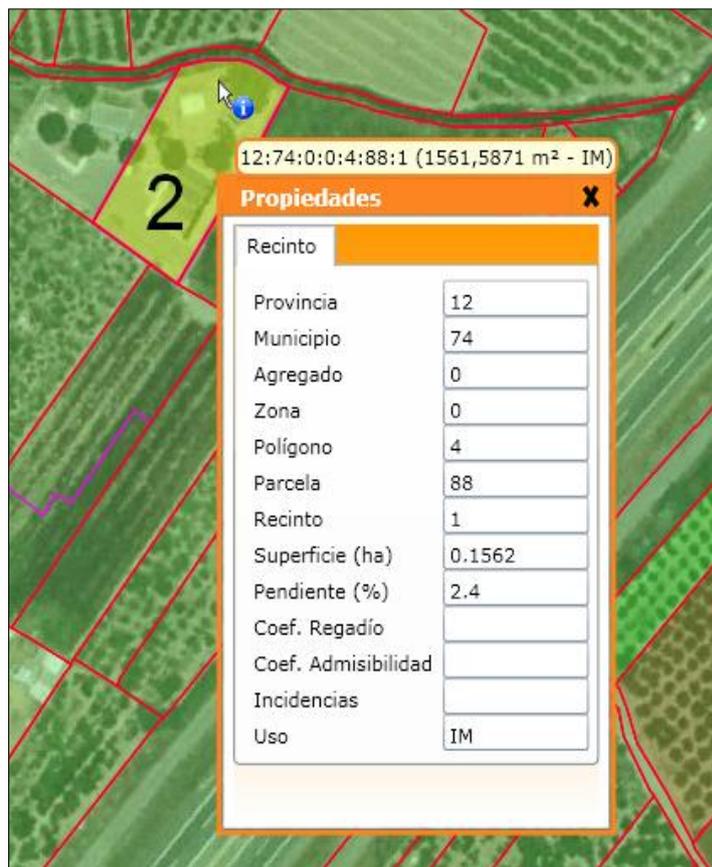
Las propiedades de las parcelas son las siguientes:

Propiedades parcela 1

Propiedades	
Recinto	
Provincia	12
Municipio	74
Agregado	0
Zona	0
Polígono	4
Parcela	87
Recinto	1
Superficie (ha)	0.1298
Pendiente (%)	1.7
Coef. Regadío	
Coef. Admisibilidad	
Incidencias	
Uso	IM

12:74:0:0:4:87:1 (1298,4909 m<sup>2</sup> - IM)

Propiedades parcela 2



Las coordenadas de cada parcela son:

Coordenadas parcela 1



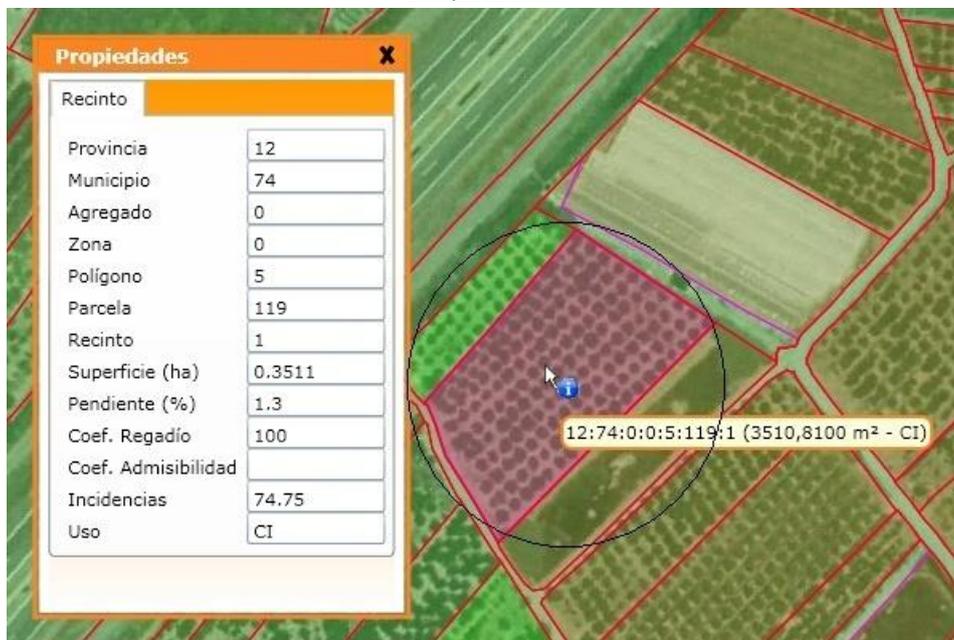
Coordenadas parcela 2



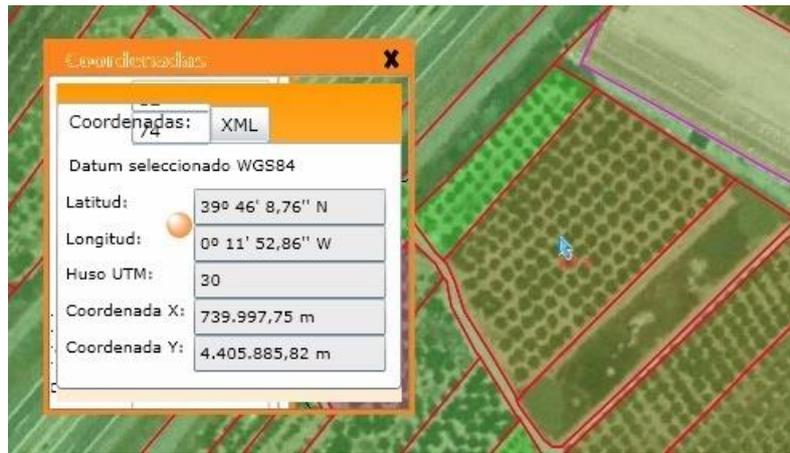
### 4.3.2. Ubicación 2

Superficie: 3510 m<sup>2</sup>

Propiedades



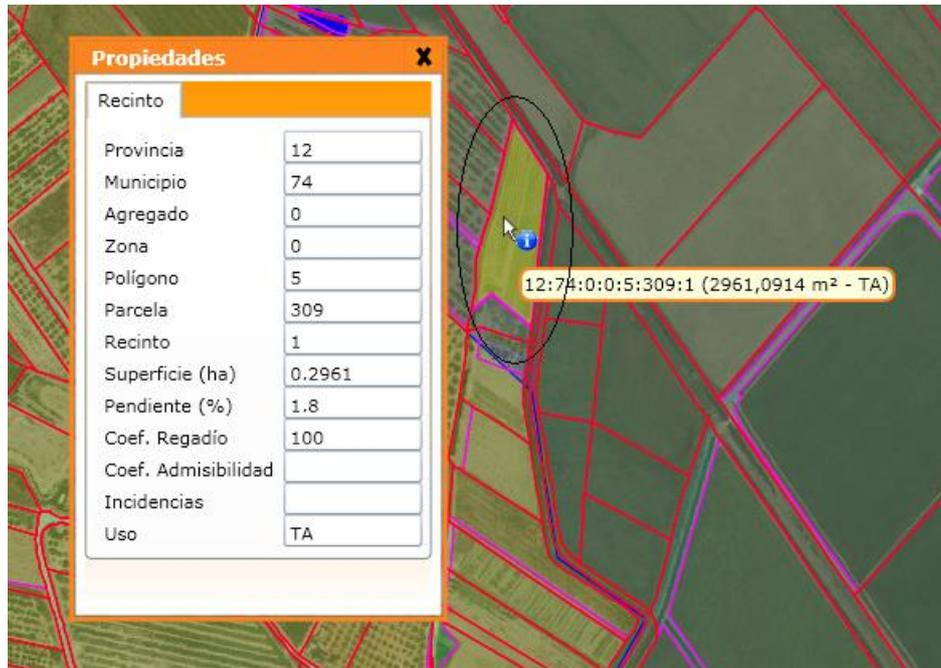
Coordenadas



**4.2.3. Ubicación 3**

Superficie: 2961 m<sup>2</sup>

Propiedades



Coordenadas

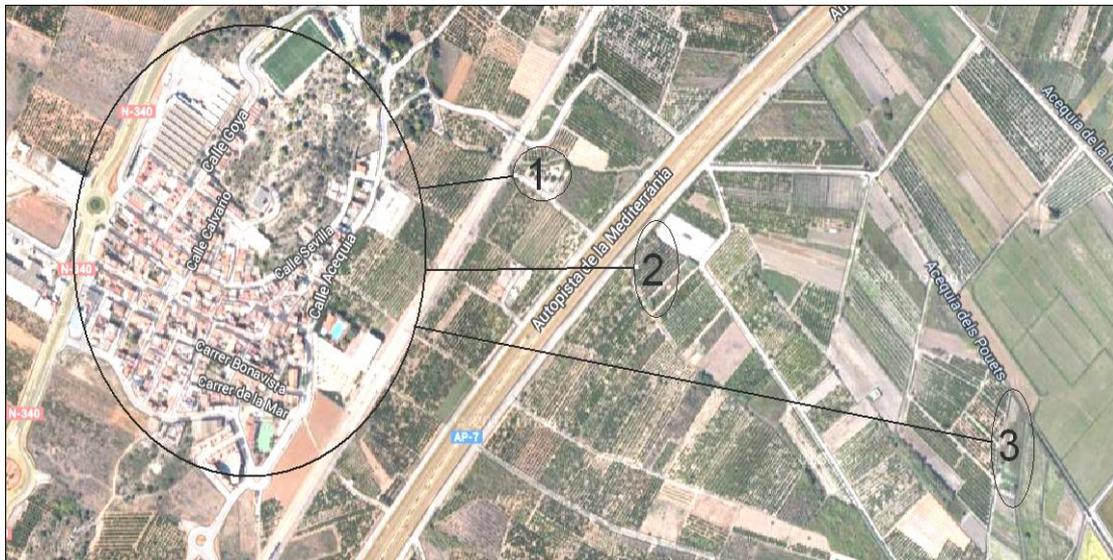


Se ponderan los criterios seleccionados. Se puntúa sobre uno, la suma de todas las ponderaciones dará 1.

Importancia de los criterios

Criterio	Ponderación
1 Mínima distancia de bombeo entre los puntos de recogida y la edar	0,2
2 Lejano de las zonas urbanas	0,2
3 Accesibilidad al lugar de la EDAR	0,15
4 Cercano a lugar de vertido	0,2
5 Superficie suficiente sin exceder demasiada superficie (precio)	0,05
6 Situado fuera de terrenos con interés turístico	0,1
7 Cobertura hacia la tendencia del crecimiento urbano.	0,1
Comprobación de que la suma es igual a 1	
	1

Se realiza una comparativa de la distancia entre la Llosa y las tres ubicaciones:



### 4.3. Calificaciones de los criterios

#### 1 Mínima distancia de bombeo entre los puntos de recogida y la edar

Criterio número 1	NOTA
Parcela 1	10
Parcela 2	7
Parcela 3	4

#### 2 Lejano de las zonas urbanas

Criterio número 2	NOTA
Parcela 1	8
Parcela 2	8
Parcela 3	10

#### 3 Accesibilidad al lugar de la EDAR

Criterio número 3	NOTA
Parcela 1	8
Parcela 2	8
Parcela 3	5

#### 4 Cercano a lugar de vertido

Criterio número 4	NOTA
Parcela 1	10
Parcela 2	4
Parcela 3	10

#### 5 Superficie suficiente sin exceder demasiada superficie (precio)

Criterio número 5	NOTA
Parcela 1	8
Parcela 2	4
Parcela 3	9

#### 6 Situado fuera de terrenos con interés turístico

Criterio número 6	NOTA
Parcela 1	9
Parcela 2	9
Parcela 3	9

#### 7 Cobertura hacia la tendencia del crecimiento urbano.

Criterio número 7	NOTA
Parcela 1	9
Parcela 2	9
Parcela 3	9

Finalmente se procede al cálculo de la elección del emplazamiento. Éste se realiza multiplicando la nota de cada criterio por la correspondiente ponderación del criterio para cada ubicación. Por ejemplo para el primer emplazamiento sería:

Nota parcela 1 =  $10 \times 0,2 + 8 \times 0,2 + 8 \times 0,15 + 10 \times 0,2 + 8 \times 0,05 + 9 \times 0,1 + 9 \times 0,1$

- Nota parcela 1 = 9

Se reproduce el procedimiento para las distintas parcelas:

- Nota parcela 2 = 7
- Nota parcela 3 = 7,8

Por lo que según el método multicriterio se escogería la parcela actual de la EDAR de la Llosa. Aunque la decisión final podría ser otra, en nuestro caso coincide con la elección obtenida por éste método. Es decir la ubicación de la Estación depuradora será la parcela 1.

Parcela 1: Parcela actual de la Llosa.



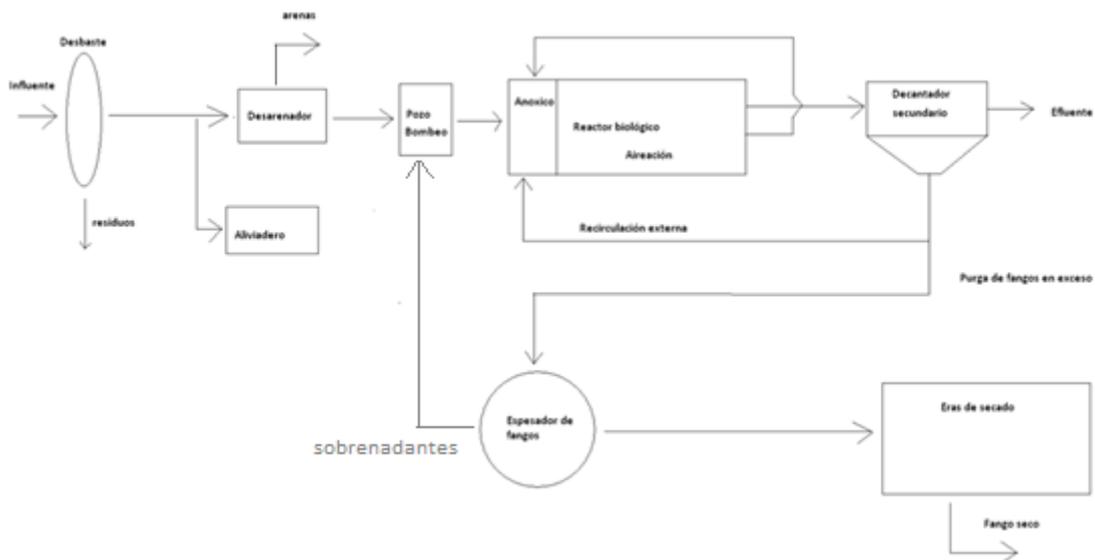
## 5. Distribución en planta

En primer lugar se va a decidir la distribución en planta, sobre todo para ver que alturas van a necesitar vencer las distintas bombas que se escogerán en el apartado de “Estudio hidráulico” de la planta.

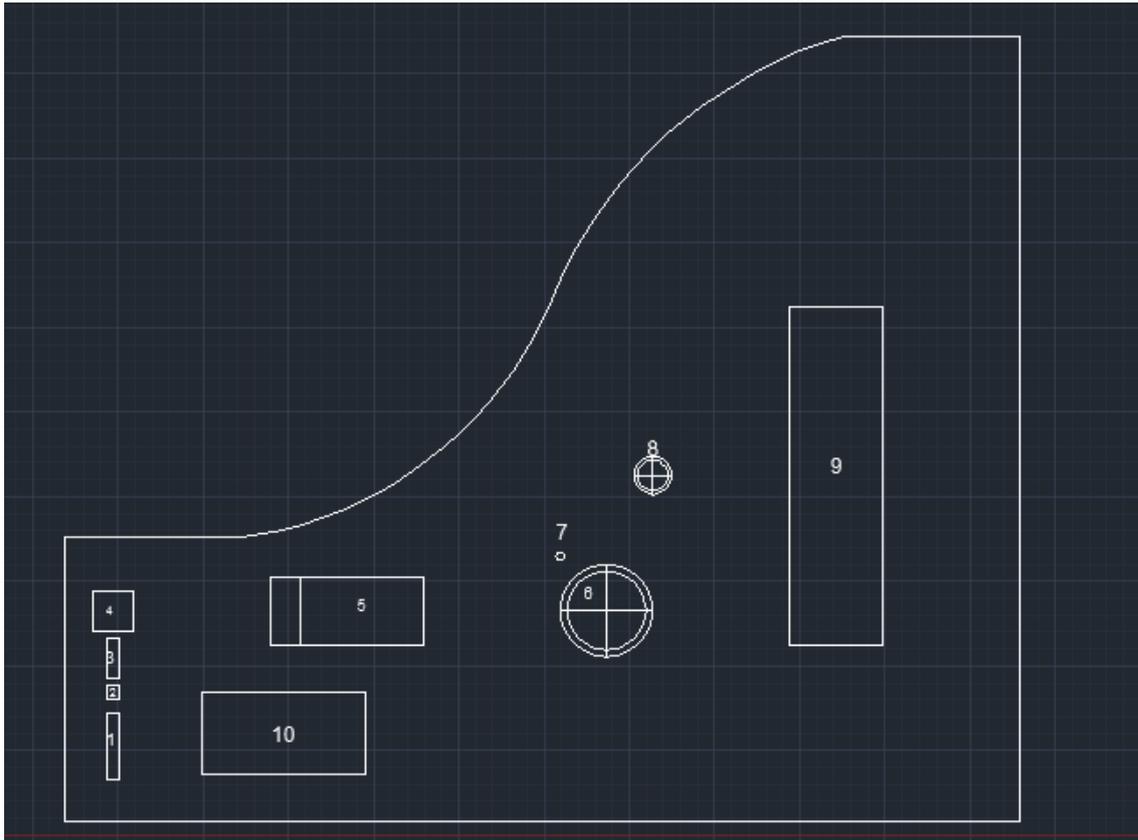
Normalmente la distribución en planta en un proyecto se realiza para ver cómo colocar los diferentes procesos. En nuestro caso, al tratarse de una depuradora con una sola línea, esto bastante intuitivo ya que los procesos se seguirán uno detrás del anterior. Es decir, en nuestro caso lo importante es ver que el espacio es suficiente, y decidir la separación y alturas entre los procesos.

En primer lugar, con ayuda de [sigpac.mapa.es/fega/visor](http://sigpac.mapa.es/fega/visor) estudiamos las dimensiones de nuestra planta para así poder decidir la distribución.

La estación depuradora seguirá el siguiente funcionamiento.



Procedemos a decidir cuál será la distribución acorde con el espacio necesario para cada tratamiento. (Plano N° 7).



1	Canal de desbaste
2	Desarenador
3	Medida de caudal previa al pozo
4	Pozo de bombeo
5	Reactor biológico
6	Decantador secundario
7	Tanque de dosificación de FeCl <sub>3</sub>
8	Espesamiento de fangos por gravedad
9	Eras de secado
10	Edificio de operarios

Cada tratamiento estará a una altura diferente, estas se muestran a continuación:

Altitud Llosa      19 m

	Altitud
Canal de desbaste	20 m
Aliviadero	19,5 m
Desarenador	19 m
Pozo de bombeo	17 m
Entrada reactor biológico	23 m
Salida reactor biológico	23 M
Decantación secundaria	22,8 m
Entrada espesamiento	23 m
Salida espesamiento	19,3 m
Eras de secado	19,3 m

## 6. Procesos de depuración

Los procesos de depuración de aguas residuales están constituidos por tratamientos en los que predominan los fenómenos físicos que se denominan operaciones unitarias y tratamientos en los que la eliminación de contaminantes se realiza en base a procesos químicos y biológicos y que se conocen como procesos unitarios.

Las operaciones y procesos unitarios se agrupan entre sí para constituir el tratamiento primario, secundario y terciario.

Las tres operaciones anteriores más el pretratamiento se conoce como línea de agua.

### 6.1 Línea de Agua

#### 6.1.1. Pretratamiento

El pretratamiento de las estaciones depuradoras suele constar de las siguientes etapas:

**Desbaste:** Se pretende eliminar aquellos sólidos gruesos (plásticos, trapos, etc.), para proteger los equipos presentes en próximas fases. Esto se consigue mediante rejas y tamices.

**Bombeo:** Bombeo del agua residual hasta una cota que posibilite su flujo por gravedad en el resto de la planta.

**Aliviadero:** Deposito para almacenar el agua en exceso. Su función es evitar caudales excesivamente altos.

**Tamizado:** Para la eliminación de partículas en suspensión.

**Desarenado:** Se retiran las arenas y las sustancias sólidas en suspensión del agua residual. Las arenas son un agente abrasivo muy fuerte, por lo que conviene retirarlas lo antes posible de cara a evitar el desgaste de los equipos de la EDAR.

**Desengrasado:** Eliminación de los distintos tipos de grasas y aceites presentes en el agua residual, así como de elementos flotantes.

##### 6.1.1.1. Rejillas de desbaste

El desbaste se realiza por medio de rejillas (rejas, mallas o cribas), y tiene como objeto retener y separar cuerpos voluminosos flotantes y en suspensión. Se consigue así:

- Eludir depósitos posteriores.
- Evitar obstrucciones en canales, tuberías y conducciones en general.
- Interceptar las materias con excesivas dimensiones que podrían dificultar el funcionamiento de las unidades posteriores (desarenador, medidores de caudal, decantadores, etc.).
- Aumentar la eficiencia de los tratamientos posteriores.

Puede decirse que (salvo excepciones) la instalación de rejillas de desbaste es indispensable en cualquier depuradora, retirando al máximo las impurezas del agua.

Las rejas de barra son elementos formados por varillas o barras paralelas. Los residuos separados en las rejas serán de gran tamaño y suelen ser piedras, ramas, residuos de comida, plásticos, trapos, animales...etc.

Las rejas o rejillas pueden clasificarse, con arreglo a distintos criterios:

- Horizontales, verticales, inclinadas y curvas.
- Finas y gruesas.
- Fijas y móviles.
- De limpieza automática, manual y semiautomática.

Se recomienda colocar al menos dos unidades de rejas, de modo que sea posible dejar una de ellas fuera de servicio para realizar las labores de mantenimiento o una raja de seguridad manual para que en caso de fallo de sistema de limpieza automática de la reja no se produzcan inundaciones.

El canal donde se ubica la reja se debe dimensionar evitando la acumulación en el mismo de arenas y demás materiales pesados, tanto antes como después de la reja. La solera del canal puede ser horizontal o descendente en la dirección de circulación a través de la reja, sin baches e imperfecciones en las que pudieran quedar atrapados algunos sólidos. Asimismo, es conveniente achaflanar las uniones de las paredes laterales.

Si es posible el canal deberá ser recto y perpendicular a la reja, con la finalidad de conseguir una distribución uniforme de sólidos en el flujo y en la reja.

Con el objeto de procurar suficiente superficie de reja para la acumulación de residuos es esencial ensanchar el canal en la zona de ubicación de la reja.

**En nuestro caso se instalarán una reja de gruesos (no hay suficiente caudal para colocar dos) con separación entre barrotes de 60 mm y espesor de 12 mm. Serán de limpieza mecánica, por temporizadores y diferencia de nivel.**

**Además se instalarán dos rejas de finos con separación de 12 mm y espesor de 6 mm. Serán de limpieza mecánica, por temporizadores y diferencia de nivel.**

**Se proponen tanto dos rejas de finos como dos de gruesos para evitar problemas en caso de que se averíe una.** El hecho de que sean automáticas se debe a:

- Supone una disminución de los operarios gracias a su funcionamiento automático.
- Es un modelo frecuente, lo que supone una mayor disponibilidad de repuestos.
- Son más modernas y eficientes en la retención de sólidos.

### 6.1.1.2. Tamizado

Para finar el proceso de eliminación de residuos sólidos, se llega a la utilización de tamices con separación libre entre barras de hasta 0,2 mm, siendo los normalmente utilizados los de separación de 1 mm. Se busca igualmente un sistema sencillo autolimpiable, que permita sustituir en algunos casos los desbastes, la eliminación de arenas gruesas y hasta porcentajes del 30 % de grasas y sobrantes. El proceso es estrictamente físico.

El núcleo fundamental de la unidad es el conjunto de barras o hilos de tamiz. La disposición de alambres transversales con curvas sinusoidales en el sentido del flujo proporciona una superficie relativamente no atascable con alto poder de filtrabilidad.

Estos están hechos de acero inoxidable y las aberturas libres de 0,2 mm a 2,5 m.

**En nuestro caso no se utilizará ningún tamiz, ya que con el desbaste conseguimos ya una buena eliminación de sólidos y con el desarenador de arenas.**

Además en la siguiente tabla se muestran los procesos obligatorios ( ), excluyentes (e) y optativos (o):

<b>PRETRATAMIENTO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Desbaste</li> <li>- Desarenado</li> <li>- Desengrasado (o)</li> <li>- Tamizado (o)</li> </ul>
-----------------------	--

**Por lo que tanto el tamizado como el desengrasado son optativos. Ambos casos se opta por la no instalación del proceso.**

### 6.1.1.3. Desarenado

La misión de los desarenadores es separar arenas, término que engloba las arenas propiamente dichas y a la grava, cenizas y cualquier otra materia pesada que tenga velocidad de sedimentación o peso específico superiores a los de los sólidos orgánicos putrescibles del agua residual. La arena incluye también cáscaras de huevo, pedazos de hueso y grandes partículas orgánicas, tales como residuos de comidas.

Los desarenadores deberán proteger los equipos mecánicos móviles de la abrasión y desgaste anormales; reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales y conductos, y la frecuencia de limpieza de los equipos que hay que realizar periódicamente.

Existen tres tipos generales de desarenadores:

- De flujo horizontal: de diseño rectangular o cuadrado.
- Aireado
- De vórtice

En el primero de ellos, 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.

El desarenador aireado consiste en un tanque de aireación de flujo helicoidal en el que se induce una velocidad en espiral que se controla por la propia geometría del tanque y por la cantidad de aire suministrada a la unidad.

El desarenador de vórtice consiste en un tanque cilíndrico en el que 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.

#### Selección de desarenador:

- Para poblaciones menores de 10000 habitantes-equivalentes: Desarenador tipo canal.
- Para Poblaciones mayores de 10000 habitantes-equivalentes: Desarenador tipo aireado.

**Por lo que en nuestro caso se selecciona un desarenador de tipo canal. Este tiene las siguientes características:**

- La velocidad de paso  $v$  será del orden de 0,3 a 0,4 m/seg.
- La longitud podrá ser  $L = 20-25$  veces la altura de la lámina de agua.
- La carga hidráulica de trabajo máxima será  $V_h < 70 \text{m}^3/\text{m}^2/\text{hora}$ .
- Se recomienda canal doble y paralelo para el funcionamiento alternativo.

**Por lo que en nuestro caso se propone la instalación de dos desarenadores de tipo canal con funcionamiento alternativo.**

#### **6.1.1.4. Bombeo**

La necesidad de bombeo del agua residual viene dada por:

- Las condiciones topográficas
- Por transportar las aguas residuales de un punto a otro, entre los que no existe la necesaria diferencia de cota para que pueda realizarse el vertido por gravedad.

**Se proyectará un pozo de bombeo que recogerá las aguas residuales procedentes del desarenador. Antes del desarenador se colocará un aliviadero de seguridad. En el pozo se instalarán dos bombas sumergibles (1+1 de reserva) capaces de bombear el caudal máximo de entrada.**

**Se colocarán dos caudalímetros, uno posterior al desarenador y previo al pozo y otro posterior al pozo previo al tratamiento biológico.**

### 6.1.2. Tratamiento primario

El tratamiento primario se entiende como el proceso o conjunto de procesos que tiene como misión la separación por medios físicos de las partículas en suspensión no retenidas en el pretratamiento.

La decantación primaria es un proceso de eliminación de sólidos en suspensión susceptibles de separación por diferencia de densidad. Las partículas más pesadas del agua son separadas por acción de la gravedad.

El agua residual pasa a los decantadores primarios donde por gravedad son eliminados los sólidos en suspensión (materia orgánica particulada, sólidos inertes, etc). Este proceso no está presente en todas las depuradoras, si no que el disponer o no depende del grado de contaminación del agua residual y sobretodo del tipo de tratamiento biológico utilizado en la EDAR.

La omisión de la decantación primaria presenta dos vertientes:

#### Ventajas

- Mayor simplicidad de operación de la planta
- Homogeneidad en la calidad del fango
- Remoción del fango en un solo punto
- Eliminación de malos olores al entrar el agua directamente al tanque de aireación si las aguas llegan en condiciones sépticas
- Mejoría de la sedimentabilidad del fango activado
- Aumento de la capacidad de absorción de puntas de carga, debido al mayor contenido de fangos en el tanque de activación
- Posibilidad de no realizar el tratamiento de lodo en la planta (lagunajes) o bien su transporte a un punto exterior de tratamiento o eliminación
- Mejora los sistemas con largos períodos de aireación con digestión aerobia en climas templados y cálidos
- Almacenamiento de lodos en el tanque de aireación sin producción de olores hasta su extracción
- Ahorro económico de un 7-10 % en primera inversión, y de un 5-7 % en mantenimiento y explotación

#### Desventajas

- Mayor consumo energético en el proceso biológico por fangos activos
- Menor producción de gas en la planta
- Peligro de formación en el depósito de aireación, posibilidad de formación de fangos flotantes en el decantador secundario y una capacidad de espesamiento más reducida del fango mezcla en algunos casos
- Eliminación de un elemento de regulación hidráulica y de carga en la depuradora, frente a caudales punta y caudales de lluvia en los sistemas unitarios
- Posibilidad de reducción de la capacidad de espesado de los lodos que se llevan posteriormente a digestión

En nuestro caso el depender o no de decantación primaria, como ya se ha dicho, dependerá de tratamiento biológico. Es decir, en la opción 1, en la cual se dispone de fangos activados con aireación prolongada (oxidación total) con cargas másicas bajas, se prescindirá (se puede prescindir, no es obligatorio) de la decantación primaria. En cambio en la opción 2, en la que se utilizará fangos activados convencional como tratamiento biológico, sí se dispondrá de la decantación.

## 6.1.3 Tratamiento secundario

### 6.1.3.1. Tratamiento biológico

El objetivo principal que persigue el tratamiento biológico es convertir la materia orgánica que se encuentra en estado finamente dividido y disuelto en el agua residual, en sólidos sedimentables floculentos que puedan separarse en tanques de sedimentación.

Aunque estos procesos (también llamados procesos secundarios) se usan junto con los físicos y químicos empleados en tratamiento preliminar del agua residual discutidos anteriormente, no deben considerarse como sustitutivos de aquellos. La sedimentación primaria es muy eficaz para separar los sólidos suspendidos de cierto tamaño, en cambio los procesos biológicos lo son en la separación de sustancias orgánicas que sean solubles o estén dentro del tamaño coloidal. Por lo que su funcionamiento tiene sentido desde la perspectiva conjunta. De todas maneras la eliminación de la decantación primaria puede tener sentido algunas veces aprovechando las ventajas de esto pero teniendo en cuenta también las desventajas que conlleva.

Los objetivos del tratamiento biológico del agua residual son la coagulación y eliminación de los sólidos coloidales no sedimentables y la estabilización de la materia orgánica. En el caso del agua residual doméstica, el principal objetivo es la reducción de la materia orgánica (carbonosa) presente y, en muchos casos, la eliminación de nutrientes como el nitrógeno y el fósforo.

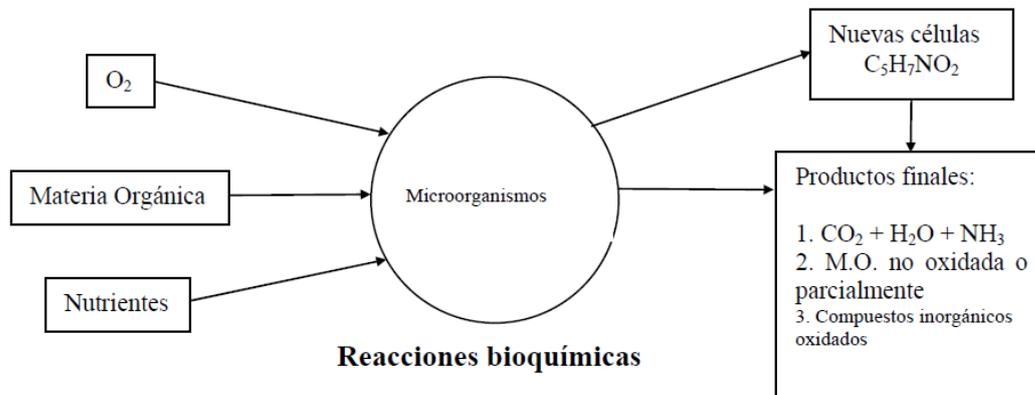
En el caso de las aguas de retorno de usos agrícolas, el principal objetivo es la eliminación de los nutrientes que puedan favorecer el crecimiento de plantas acuáticas como el nitrógeno y el fósforo. En el caso de aguas industriales, el principal objetivo es la reducción de compuestos tanto orgánicos como inorgánicos.

**En nuestro caso nos encontramos con agua residual urbana doméstica y, por tanto, el objetivo será la eliminación de materia orgánica, diferentes formas de nitrógeno y fósforo.**

La eliminación de la DBO carbonosa, la coagulación de los sólidos coloidales no sedimentables, y la estabilización de la materia orgánica se consiguen, biológicamente gracias a la acción de una variedad de microorganismos, principalmente bacterias. Los microorganismos se utilizan para convertir la materia orgánica carbonosa coloidal y disuelta en diferentes gases y tejido celular. Dado que el tejido celular tiene un peso específico ligeramente superior al agua, se puede eliminar por decantación. Es importante señalar que, salvo que se separe de la solución el tejido celular que se produce a partir de la materia orgánica, no se alcanzará un tratamiento completo. Esto es debido a que el tejido celular, que es de naturaleza orgánica, aparecerá como parte de la medida de la DBO del efluente.

### Fundamento de los procesos biológicos aerobios

La oxidación biológica consiste en la transformación de la materia orgánica presente en las aguas residuales en presencia de oxígeno y nutrientes de acuerdo con el esquema que se indica:



En los procesos biológicos se dan una cantidad de reacciones muy grande, pero se puede diferenciar tres tipos de reacciones fundamentales.

#### 1. Reacciones de síntesis (proceso asimilatorio)

Consiste en la incorporación de materia orgánica al protoplasma de los microorganismos, produciéndose nuevo tejido celular, es decir, un crecimiento de la masa de organismos.

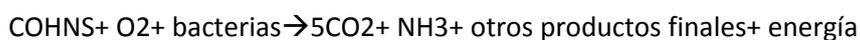


COHNS representa la materia orgánica presente en el agua residual. La fórmula  $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$  representa el tejido celular, es un valor que usa con carácter generalizado obtenido de estudios experimentales.

El proceso por que los microorganismos aumentan y consiguen energía es complicado. Parte de la materia orgánica en solución puede difundirse directamente a través de la membrana celular de los microorganismos y otra parte, de carácter más complejo, debe sufrir un tratamiento previo de hidrólisis con la ayuda de enzimas extracelulares segregadas por las bacterias.

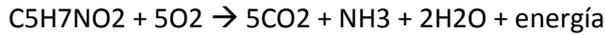
#### 2. Reacciones de oxidación (proceso disimilatorio)

Una parte de la materia orgánica se oxida dando lugar a productos finales. Este proceso se lleva a cabo para obtener la energía necesaria para la síntesis de nuevo tejido celular.



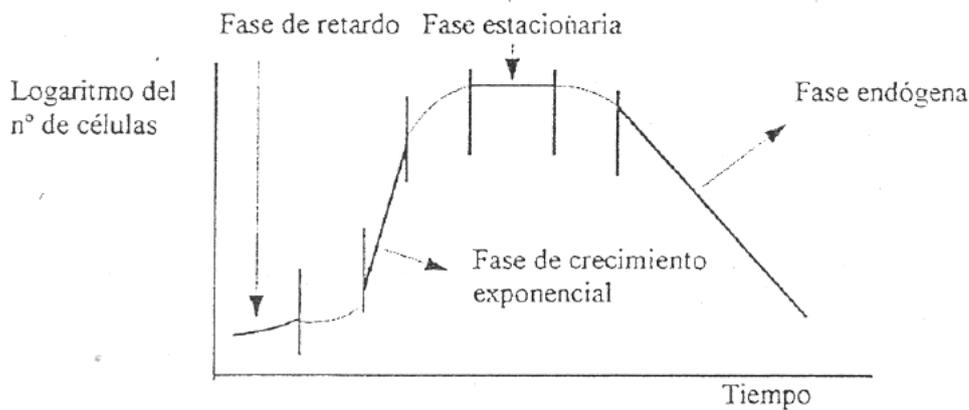
#### 3. Respiración Endógena (autooxidación)

En ausencia de materia orgánica, el tejido celular será utilizado endógenamente produciendo productos gaseosos finales y energía para el mantenimiento de las células.



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

El control efectivo en que se desarrolla el tratamiento biológico del agua residual se basa en la comprensión de los principios fundamentalmente que rigen el crecimiento de los microorganismos. El modelo de crecimiento se aborda estudiando la variación con el tiempo de la masa de bacterias:



**Modelo de crecimiento bacteriano.**

- Fase de retardo. Tras la adición de un inóculo a un medio de cultivo, las bacterias precisan de cierto tiempo para aclimatarse al nuevo medio y comiencen a dividirse.
- Fase de crecimiento exponencial. Siempre que existe una cantidad en exceso de alimento alrededor de los microorganismos; la tasa de metabolismo y crecimiento sólo es función de la capacidad de los microorganismos para el sustrato.
- Fase estacionaria. La tasa de crecimiento y en consecuencia la masa de bacterias, disminuye como consecuencia de la limitada disponibilidad de alimento. Durante esta fase, la generación de células nuevas se compensa con la muerte de células viejas.
- Fase endógena. Los microorganismos se ven forzados a metabolizar su propio protoplasma sin reposición del mismo, ya que la concentración de alimento disponible se encuentra al mínimo.

### 6.1.3.2. Tratamiento biológico de fangos activos

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

La agitación evita sedimentos y homogeneiza la mezcla de los flóculos bacterianos con el agua residual. La aireación requerida tiene por objeto suministrar el oxígeno necesario tanto

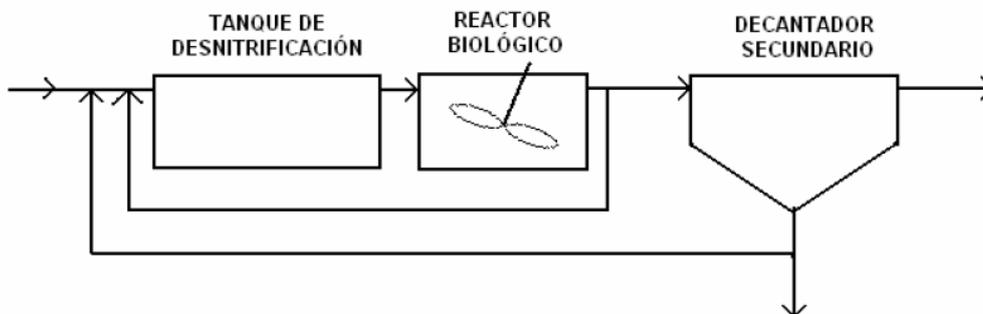
para las bacterias como para el resto de los microorganismos aerobios. El oxígeno puede provenir del aire, de un gas enriquecido en oxígeno o de oxígeno puro.

El proceso de depuración se lleva a cabo por los microorganismos, que se desarrollan sobre la materia orgánica, y con la presencia requerida de nutrientes (nitrógeno y fósforo, así como otros oligoelementos). Este proceso biológico requiere de una cantidad determinada de materia orgánica, ya que cantidades excesivas de estos compuestos orgánicos, metales pesados y/o sales pueden inhibirlo o destruirlo; y cantidades reducidas de nutrientes pueden no ser suficientes para mantener el proceso.

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

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

Diagrama de fangos activos:



El tanque de desnitrificación es usado para la eliminación de nitrógeno. En el tanque de aireación, reactor biológico se daría la nitrificación previa y necesaria para posibilitar la desnitrificación.

En la mayoría de los procesos de lodos activados se van a potenciar los procesos biológicos de síntesis y oxidación de la materia orgánica, si bien en algunos casos (procesos de baja carga másica) se van a potenciar más los procesos de endogénesis.

El proceso se lleva a cabo realmente en el tanque de aireación, donde las aguas residuales y los microorganismos permanecen en contacto durante varias horas. La mezcla fluye después a un tanque de decantación, donde los flóculos microbianos sedimentan y en el agua residual tratada fluye por el rebosadero del decantador.

Los flóculos acumulados en el fondo del decantador se extraen en forma de lodo: una parte se recircula a la cuba de aireación, para mantener el proceso, mientras que el exceso de lodo producido por el tratamiento microbiano, debe ser eliminado (lodos biológicos o secundarios

en exceso). La fracción purgada en un sistema en estado estacionario se corresponde al crecimiento de la población de microorganismos.

### **Fangos activados convencional con reactor de flujo en pistón**

La característica de estos reactores es la variación a lo largo de la DQO, de los microorganismos y de las características del proceso biológico en general. Es de esperar que la diferente proporción de sustrato a biomasa produzca el desarrollo de microorganismos diferentes.

En general se considera que la proliferación de los microorganismos filamentosos causantes del fenómeno bulking es más frecuente en los sistemas de mezcla completa que en los sistemas con bajo grado de mezcla axial, baja dispersión y mayores gradientes de concentración de sustrato a lo largo del reactor, que es el caso de los reactores de flujo de pistón. Las elevadas concentraciones de materia orgánica al comienzo del reactor favorecen el crecimiento de las bacterias formadoras de flóculos.

Sin embargo en este tipo de reactores es posible la producción de cortocircuitos como resultado de los cuales puede obtenerse en la salida del tanque un efluente deficientemente tratado.

La distribución de oxígeno a lo largo del reactor es simple:

A pesar de que el oxígeno requerido disminuye el oxígeno aportado se mantiene constante.

Para evitar esto se utiliza una modificación denominada aireación proporcional, en la que los difusores no se distribuyen uniformemente sino adaptándose a los requisitos de oxígeno de una forma más o menos escalonada.

### **Fangos activados con aireación prolongada (oxidación total)**

El proceso de oxidación total utiliza los mismos esquemas de flujo que el de mezcla completa o el de flujo pistón, pero con tiempos de retención en el tanque de aireación de 18 horas o mayores. Este proceso opera a bajas cargas másicas (elevados valores de la edad de fango) lo que provoca la falta de suficiente alimento para el mantenimiento de todos los microorganismos presentes. Los microorganismos, por lo tanto compiten por el alimento existente utilizando incluso su propia masa celular. Esto es lo explicado anteriormente como procesos de respiración endógena. Esta situación altamente competitiva da lugar a un efluente altamente tratado con baja producción de fangos. Además estos fangos presentan un contenido en materia orgánica biodegradable más bajo (fango más estable). Sin embargo, los efluentes de estas plantas pueden tener concentraciones significativas de flóculos punta de alfiler.

Muy frecuentemente los sistemas de oxidación total o aireación prolongada no incluyen decantador primario.

Debido al gran tiempo de retención y la baja actividad bacteriana, no queda favorecido ningún tipo de flujo especial (mezcla completa o flujo pistón). Se suelen adoptar configuraciones sencillas de depósitos, equipadas generalmente con aireadores de superficie y con un número reducido de celdas. La gran ventaja de este proceso es que la línea de fangos queda reducida a

un espesado y una deshidratación del fango ya que al fango estar más estabilizado por los largos tiempos de retención y alta competitividad de alimento no es necesaria la etapa de digestión, simplificando así la explotación de la planta.

En general, estos tipos de procesos presentan sus ventajas e inconvenientes:

**Ventajas:**

- Extrema sencillez de funcionamiento: el tratamiento del agua y la estabilización de los fangos se hacen en la misma cuba de aireación.
- El largo tiempo hidráulico de retención y la baja actividad bacteriana proporciona una buena resistencia a los efectos de choques de contaminación, variaciones de pH y efectos de inhibidores y de tóxicos.
- Cuando el suministro de oxígeno es suficiente se produce nitrificación.
- Proporciona un buen almacenamiento de los fangos.

**Inconvenientes:**

- Presencia de pequeños flóculos en el agua tratada.
- Mayor volumen de las cubas de aireación
- Mayor consumo de energía y potencia de aireación necesaria.

**Se opta como tratamiento biológico en la opción 1, ya que los costos adicionales se compensarán por la reducción en las inversiones del capital para el tratamiento primario y los equipos subsiguientes para la manipulación y tratamiento de los lodos. En la opción 2 se optará por un tratamiento de fangos activados convencional con los equipos que esto conllevará.**

**Justificación para la eliminación de nitrógeno**

Uno de los objetivos del presente proyecto es la eliminación del nitrógeno del agua residual ya que esta sustancia resulta perjudicial para el cauce receptor del agua tratada.

Los compuestos de nitrógeno en forma orgánica o como amoníaco producen un consumo de oxígeno que puede llegar a reducir la presencia de oxígeno disuelto en los ríos por debajo de los valores necesarios para la existencia de los peces.

Los nitritos y el amoníaco son altamente tóxicos para los peces.

Compuestos de nitrógeno en el agua residual.

La mayoría del nitrógeno influente en una estación depuradora se encuentra en forma no oxidada, en forma de amonio. Esto se debe que el origen principal de nitrógeno en el agua residual urbana proviene de la urea en forma de  $[\text{CO}(\text{NH}_2)_2]$ . En las redes de alcantarillado la urea se transforma rápidamente en amonio y los compuestos de nitrógeno orgánico son hidrolizados por bacterias y por tanto convertidos también en amonio.

A la totalidad de nitrógeno no oxidado (orgánico y amoniacal) es a lo que se llama nitrógeno Kjeldahl (NKT).

Eventualmente puede llegar también en el influente de una depuradora parte de nitrógeno oxidado (nitritos y nitratos), su origen en este caso estará en vertidos industriales o en infiltraciones de la red.

En una estación depuradora con tratamiento biológico convencional sin nitrificación, la mayoría de los compuestos orgánicos del nitrógeno son hidrolizables a amonio. Una parte es utilizada por las bacterias (el 12 % de la biomasa en nitrógeno) y por lo tanto retirado del sistema con los fangos en exceso y el resto es vertido al cauce como nitrógeno amoniacal.

En una planta con nitrificación, es convertido a nitratos el nitrógeno amoniacal no empleado por la biomasa, si bien, el contenido total de nitrógeno en el efluente sigue siendo el mismo prácticamente.

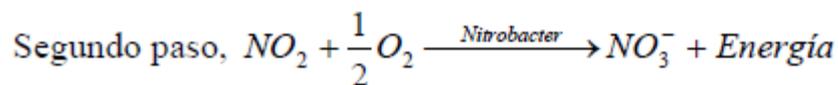
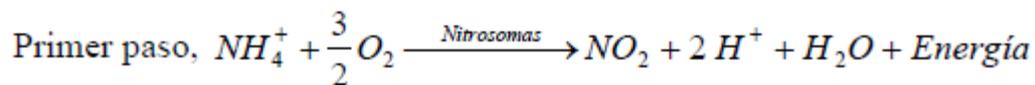
En una planta con nitrificación y desnitrificación, los nitratos son transformados en nitrógeno gas (N<sub>2</sub>) y por lo tanto pasa a la atmósfera, eliminándose del vertido de agua.

No obstante, y pese a los procesos de desnitrificación, siempre queda en el efluente de la depuradora una pequeña cantidad de nitrógeno orgánico (1-2 mg N-org/l) que corresponde a los compuestos disueltos difícilmente biodegradables (DQO refractaria).

### Proceso de nitrificación

La nitrificación es el proceso a través del cual las bacterias nitrificantes transforman el amonio en nitrato. Se necesitan dos pasos distintos para que esto suceda.

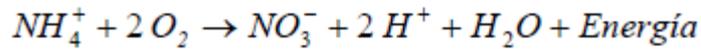
1. Las Nitrosomonas sp. oxidan el amonio en un producto intermedio, el nitrito.
2. Las Nitrobacter sp. transforman el nitrito en nitrato.



Los Nitrosomas y los Nitrobacter utilizan la energía desprendida en estas reacciones para el crecimiento y mantenimiento celular.

Las bacterias nitrificantes se consideran bacterias autótrofas, o bacterias que utilizan el CO<sub>2</sub> (o HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>) como fuente de carbono para su crecimiento.

La reacción global sería:



Parte del N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup> es asimilado en el tejido celular. Una reacción de síntesis representativa de esta asimilación autótrofa es:



Como reacción global del proceso de conversión autótrofa del ión amonio a nitrato, se ha propuesto la siguiente reacción:



La nitrificación se da en la mayoría de los tratamientos biológicos aerobios cuando las condiciones ambientales y de funcionamiento son las adecuadas. La oxidación de 1 g de N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup> precisa de 4,57 g de O<sub>2</sub>.

Las bacterias nitrificantes son organismos sensibles a las variaciones medioambientales. Su crecimiento puede ser inhibido por varios factores medioambientales. Entre los factores inhibidores hay las altas concentraciones de amonio, las bajas temperaturas, un pH fuera del rango entre 6,5 y 8,6 y una baja cantidad de oxígeno disuelto (< 1 mg./l). El proceso de nitrificación puede hacer cambiar el pH del sistema de manera espectacular. Por cada miligramo de amonio oxidado, la alcalinidad del agua residual es consumida, como CaCO<sub>3</sub>, a un ritmo de 7,14 mg de alcalinidad. Si la concentración de alcalinidad en el agua residual no es suficiente, el pH caerá al oxidarse el amonio. Normalmente no es necesario añadir alcalinidad en los sistemas de depuración domésticos y no se espera que se convierta en un problema para un sistema de depuración en una eco-aldea.

**En ambas soluciones se nitrificará en el tanque de aireación del reactor biológico. En la opción 1 la nitrificación estará más asegurada.**

### Proceso de desnitrificación

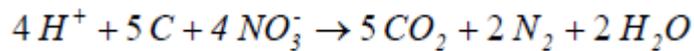
Los procesos de desnitrificación son procesos anóxicos, término que se utiliza para indicar la ausencia de oxígeno disuelto en el medio, aunque puedan existir otros aceptores de electrones como el NO<sub>3</sub><sup>-</sup>. Las bacterias heterótrofas pueden crecer en condiciones de ausencia de oxígeno y presencia de nitrato como aceptor final de electrones. La reducción de nitratos a nitrógeno gas supone una pérdida de nitrógeno del sistema, por lo que a este proceso se le conoce como desnitrificación.

Los procesos de desnitrificación pueden llevarse a cabo de forma independiente del proceso de oxidación de la materia orgánica carbonosa, en reactores independientes, utilizando metanol u otro compuesto como fuente de carbono orgánico para la etapa de desnitrificación o en sistema combinados de oxidación del carbono-nitrificación y desnitrificación siendo, en este caso, el agua residual la fuente de carbono. Los esquemas de las instalaciones utilizadas para llevar a cabo el proceso de desnitrificación con cultivo suspendido son semejantes a los utilizados en el proceso de fangos activados convencional, utilizando como reactores tanto tanques de mezcla completa como de flujo en pistón.

La mayoría de las bacterias capaces de reducir el nitrato utilizándolo como aceptor de electrones son heterótrofas facultativas (los géneros principales son Pseudomonas, Micrococcus, Achromobacter y Bacillus), aunque existen algunas bacterias autótrofas capaces de hacerlo.

Existen muchas bacterias con capacidad para cambiar su metabolismo pasando de utilizar oxígeno como aceptor final de electrones a utilizar nitratos. La utilización de oxígeno se ve favorecida frente a la de nitrato, por lo que si existen ambos compuestos, no se producirá la desnitrificación.

La reacción puede expresarse de forma resumida como:



La reacción se caracteriza por:

1. Se recupera una parte importante de oxígeno consumido en la nitrificación: 2,86 gramos de O<sub>2</sub> por cada gramo de N-NO<sub>3</sub> desnitrificado.
2. Se recupera la mitad de alcalinidad perdida en la nitrificación. Se produce 3,57 mg de alcalinidad como CaCO<sub>3</sub> por cada mg de N-NO<sub>3</sub> reducido a gas.

Por lo que las condiciones imprescindibles para que lleve a cabo la desnitrificación son:

Presencia de combinaciones oxidadas de nitrógeno.

Ausencia de oxígeno disuelto

Presencia de bacterias facultativas (que puedan usar nitratos u oxígeno)

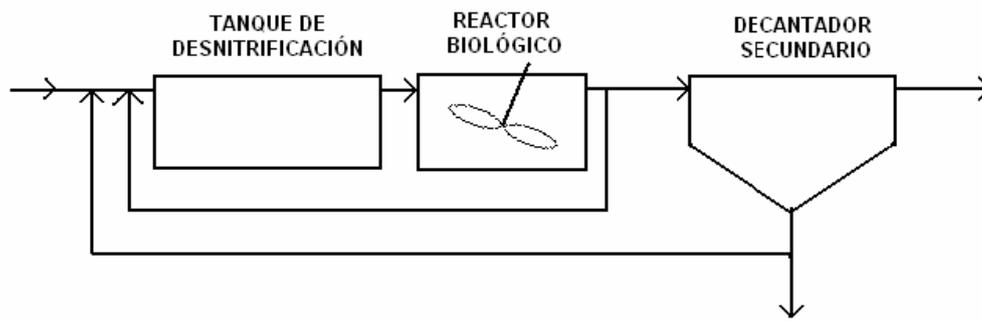
Presencia de un sustrato asimilable como fuente de energía.

Nitrificación con desnitrificación preconnectada.

Con carácter general, todos los procesos deben cumplir dos condiciones:

1. Debe haber zonas con ausencia de oxígeno en las que con una agitación adecuada se pongan en contacto los fangos y el agua residual.
2. Debe haber demanda de oxígeno suficiente de las bacterias heterótrofas.

**En la solución adoptada, tanto en la opción como en la opción 2, los nitratos (que salen del reactor biológico) llegan a la zona anóxica para la desnitrificación por recirculación interna, que suele ser varias veces superior al caudal medio.**



Esquema del proceso de nitrificación con desnitrificación preconectada.

### 6.1.3. 2. Decantación secundaria

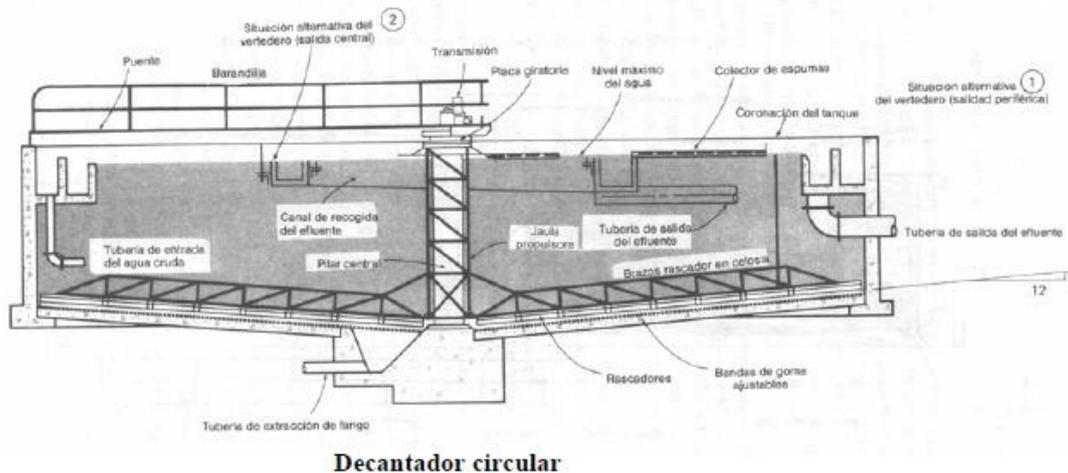
La unidad de sedimentación secundaria es parte fundamental del proceso de fangos activados. Para conseguir los objetivos de calidad relativos a los sólidos en suspensión y DBO asociados a los sólidos suspendidos volátiles del efluente.

En el tanque de espesamiento se suele aumentar unas 4-5 veces la concentración de sólidos del tanque de aireación. La capacidad de espesamiento suele medirse en términos del índice de volumen de lodos (IVL) que mide los ml. que ocupa (por gramo de materia seca) 1 litro de lodo activado después de sedimentar durante 30 minutos en una probeta graduada. Los valores habituales son unos 100-200 ml, si se llegan a hacer muchos mayores, los flóculos no se separan por la parte inferior formándose con frecuencia lo que se denomina hinchamiento de lodos (bulking).

La eficacia global de lodos activados depende mucho del espesador (decantador). Para el funcionamiento se debe exigir tanto una adecuada capacidad de clarificación, como de espesamiento. No obstante con nuevos tipos de decantadores o con la introducción de lamelas, las velocidades de carga a los decantadores pueden hacerse bastante mayores.

La sedimentación se lleva a cabo en un depósito circular con alimentación central de Líquido Mezcla. El líquido clarificado sale por la parte superior, por rebose hacia un canal donde es enviado a filtración y posteriormente a desinfección, en el caso de que se realice ésta.

Los sólidos decantan y son extraídos por la parte central del fondo del decantador. Los fangos son inducidos a circular hacia la zona central de descarga por medio de unas rasquetas.



En nuestro caso, en ambas opciones se contará con este proceso de decantación secundaria. Además se dosificará cloruro férrico para aumentar el rendimiento de la eliminación del fósforo en el efluente.

#### 6.1.4 Tratamiento terciario (Desinfección)

La desinfección consiste en la destrucción selectiva de los organismos causantes de enfermedades. No todos los organismos se destruyen durante el proceso, punto en el que radica la principal diferencia entre la desinfección y la esterilización, proceso que conduce a la destrucción de la totalidad de los organismos.

En el campo de las aguas residuales, las tres clases de organismos entéricos de origen humano de mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, virus y quistes amebianos. Las enfermedades típicas transmitidas por el agua son: tifus, cólera, paratífus y disentería bacilar.

Descripción de los métodos y medios de desinfección.

En el campo del tratamiento de las aguas residuales, la desinfección suele realizarse mediante:

- Agentes físicos.
- Medios mecánicos.
- Radiación
- Agentes químicos.
- Agentes físicos:

Los desinfectantes físicos más utilizados son la luz y el calor. El agua caliente a la temperatura de ebullición, por ejemplo, destruye las principales bacterias causantes de enfermedades y no formadoras de esporas.

No es un medio factible en grandes cantidades de agua residuales debido a su elevado coste.

La luz solar, es asimismo, un buen desinfectante. En especial puede usarse la radiación ultravioleta. La eficacia de este proceso depende de la penetración de los rayos en el agua.

Medios mecánicos:

Las bacterias pueden también eliminarse por medios mecánicos durante el tratamiento del agua residual. El uso de tamices, desarenadores, sedimentación primaria, precipitación química, filtro percolador, fangos activados y cloración de agua residual tratada son algunos de estos procesos.

Radiación:

Los principales tipos de radiación son electromagnética, acústica y de partículas. Los rayos gama se emiten a partir de radioisótopos, tales como el cobalto 60. Dado su poder de penetración los rayos Gamma se han utilizado para desinfectar (esterilizar) tanto el agua potable como el agua residual.

Los factores que influyen en la acción de los desinfectantes son los siguientes:

- Tiempo de contacto.
- Concentración y tipo de agente químico.
- Intensidad y naturaleza del agente físico.
- Temperatura
- Número de organismos.
- Tipos de organismos
- Naturaleza del medio líquido.

Agentes químicos:

Los requisitos que debe cumplir un desinfectante químico ideal se indican en la siguiente tabla. Como puede verse, un desinfectante debería poseer una amplia y variada gama de características.

Característica	Desinfectante ideal	Cloro	Hipoclorito sódico	Hipoclorito cálcico	Dióxido de cloro	Ozono
Toxicidad para los microorganismos	Debe ser altamente tóxico a disoluciones elevadas	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
Solubilidad	Debe ser soluble en agua o tejido celular	Ligera	Alta	Alta	Alta	Alta
Estabilidad	La pérdida de acción germicida con el tiempo debe ser baja	Estable	Ligeramente inestable	Relativamente estable	Inestable, debe generarse a medida que se consume	Inestable, debe generarse a medida que se consume
No tóxico para las formas más elevadas de vida	Debe ser tóxico para los microorganismos y no tóxico para el hombre y otros animales	Altamente tóxico para formas más elevadas de vida	Tóxico	Tóxico	Tóxico	Tóxico

Homogeneidad	La disolución debe ser uniforme en composición	Homogéneo	Homogéneo	Homogéneo	Homogéneo	Homogéneo
Interacción con materias extrañas	No debe ser absorbido por otra materia orgánica de células bacteria	Oxida la materia orgánica	Oxidante activo	Oxidante activo	Alta	Oxida la materia orgánica
Toxicidad a temperatura ambiente	Debe ser efectivo dentro del intervalo de la temperatura ambiente	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta
Penetración	Debe tener la capacidad de penetrar a través de las superficies	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
Capacidad desclorizante	Debe desodorizar al tiempo que desinfecta	Alta	Moderado	Moderado	Alta	Alta
Disponibilidad	Debe estar disponible en cantidades y a un precio razonable	Coste bajo	Coste moderadamente bajo	Coste moderadamente bajo	Coste moderado	Coste alto
No corrosivo y no colorante	No debe atacar metales ni teñir la ropa	Altamente corrosivo	Corrosivo	Corrosivo	Altamente corrosivo	Altamente corrosivo

Aunque tal compuesto no existe, deberán tenerse en cuenta los requisitos de esta tabla al valorar los desinfectantes propuestos o recomendados. Otro aspecto importante es que el desinfectante sea seguro en manejo y aplicación y que su fuerza o concentración en las aguas tratadas sea mensurable, de modo que pueda determinarse la presencia de una cantidad residual.

Los desinfectantes más corrientes son los productos químicos oxidantes, de los cuales el cloro es el más universalmente utilizado.

**En nuestro caso, ya que la contaminación es muy baja no se dispondrá de cloración como tratamiento terciario. El agua residual pasará directamente al canal de vértido.**

## 6.2. Línea de Fangos

Las dos fuentes principales de producción de fangos son el tratamiento primario y secundario. Los sólidos sedimentados retirados del fondo de los decantadores primarios y secundarios son, en realidad, una mezcla acuosa de color y olor característicos llamada fango fresco.

Los fangos producidos en el tratamiento primario y secundario de la línea de agua de una EDAR presentan las siguientes características:

- 1 Poseen una gran cantidad de agua (95-99%), por lo que ocupan un volumen importante y son difícilmente manipulables.
- 2 Tienen gran cantidad de materia orgánica, por lo que entran fácilmente en descomposición (putrefacción), produciendo malos olores.
- 3 Poseen una gran cantidad de organismos patógenos, causantes de enfermedades.

En el tratamiento de estos fangos deben darse tres fases, encaminadas a reducir al máximo los problemas anteriormente citados:

- 1 Espesamiento, reducción del agua presente para evitar el manejo de grandes volúmenes.
- 2 Estabilización o digestión de la materia orgánica para evitar problemas de fermentación y putrefacción.
- 3 Deshidratación, o secado, eliminación de la mayor cantidad de agua posible, mediante un medio físico, de manera que resulten manejables y transportables.

### 6.2.1 Espesamiento

Los fangos producidos en el tratamiento del agua ocupan volúmenes importantes ya que en su composición más del 95% es agua. Para reducir los costes de inversión es necesario minimizar en lo posible las instalaciones y equipos para el tratamiento de lodos.

Para conseguir este objetivo es necesario separar en lo posible el agua del lodo y concentrar éstos lo máximo posible. Los fangos activados que normalmente se bombean desde los tanques de decantación secundaria con un contenido de sólidos del 0.8%, pueden espesarse hasta un contenido del 4% de sólidos, consiguiéndose de esta manera una reducción del volumen del fango a una quinta parte del volumen inicial

Con ello se obtienen una serie de ventajas:

- Reducción del volumen de los tanques posteriores al espesamiento, así como su equipamiento.
- Reducción de la cantidad de calor requerida para el calentamiento de los fangos en procesos tales como digestión anaerobia, secado térmico e incineración.
- Reducción y mejora de los rendimientos de los equipos de deshidratación.

Los espesadores pueden ser de dos tipos fundamentalmente:

- 1 De gravedad.
- 2 Por flotación.

Además, existe el espesamiento por centrifugación, alternativa válida para cualquier tipo de fango, aunque está más indicada para concentrar fangos muy hidrófilos (que difícilmente liberan el agua que contienen), de difícil compactación.

**Ambas opciones (opción 1 y 2) contarán con un tratamiento de espesado por gravedad. La diferencia fundamental será el tipo de fango que llegue al espesador. En la primera opción todos los fangos procederán de fangos secundarios, y en la opción 2 procederán de fangos primarios y secundarios, lo cual se resume en una menor Homogeneidad en la calidad del fango en la segunda opción.**

#### Espesado por gravedad

El espesado por gravedad tiene un diseño similar a un decantador. Suelen ser circulares. La alimentación se realiza a una campana central, que sirve como reparto con una altura tal que no influirá en la zona inferior. El fondo debe tener una pendiente mínima del 10 %.

El conjunto va equipado con un mecanismo giratorio provisto de unas rasquetas de fondo para el barrido de los fangos y su conducción a una poceta central desde donde se extraen, y de unas piquetas verticales cuya finalidad es la homogeneización de la masa así como la creación de canales preferenciales que faciliten la evacuación del agua intersticial y de los gases ocluidos generados por fenómenos de fermentación. El líquido sobrenadante se recoge por un vertedero perimetral y es enviado a cabecera de la planta.

La extracción de los fangos desde la poceta central puede realizarse por gravedad mediante válvulas o bien por aspiración directa mediante bombas. El sistema de extracción debe tener la posibilidad de hacerse de forma temporizada, así como que la toma pueda realizarse a distintos niveles.

### **Espesado por flotación**

Los fangos en exceso se espesan mediante el sistema de flotación debido al bajo peso específico de los flóculos, y su débil capacidad para sedimentar y compactarse.

En un estudio realizado recientemente, se ha comprobado que el grado de espesamiento conseguido dependía de la concentración inicial del fango. Concentraciones finales mayores se conseguían con fangos más diluidos. Además, parece que la capacidad de espesamiento del fango activado en exceso varía con el tiempo medio de retención celular con el que funciona la planta.

Hay cuatro variantes básicas de la operación de espesado: flotación por aire disuelto, flotación al vacío, flotación por dispersión de aire y flotación biológica.

Sin embargo, sólo la flotación por aire disuelto tiene utilización generalizada para el espesamiento de fangos.

**En ambas opciones se realiza espesamiento por gravedad.**

## **6.2.2 Digestión**

Tiene como objetivo estabilizar los fangos.

### **Digestión aerobia de fangos**

La digestión de los fangos biológicos procedentes de la depuración de las aguas residuales tiene como objetivos básicos:

- Producir un producto estable que pueda ser llevado a vertedero o bien utilizado como fertilizante.
- Reducir la masa y el Volumen que debe verterse.

La digestión aerobia de fangos efectúa las dos funciones mediante microorganismos aerobios y facultativos, usando oxígeno y obteniendo energía de la materia orgánica biodegradable y, fundamentalmente, de la degradación del protoplasma celular (fase endógena). Los productos finales de esta digestión son dióxido de carbono, agua y materias no degradables.

También se oxida parte del amoníaco a nitritos y nitratos. Sólo el 75-80 % del tejido celular puede ser oxidado. El 20-25 % restante lo constituyen los compuestos orgánicos y componentes inertes no biodegradables. En realidad la digestión aerobia debe contemplarse como una extensión del proceso de fangos activados en el que se lleva a cabo la degradación de la materia orgánica suspendida biodegradable presente en el fango junto con la degradación de las células en condiciones endógenas.

La digestión aerobia es utilizada normalmente en plantas de tamaño medio o pequeño. El proceso se realiza normalmente con bajas cargas orgánicas y largos tiempos de retención. La cantidad de fangos final es reducida puesto que se produce una sustancial disminución de la cantidad de sólidos durante la fase de respiración endógena.

Cuando se tratan solamente fangos secundarios el oxígeno aportado es muy inferior a cuando se tratan fangos primarios y secundarios. Esto se debe a que en los fangos primarios habrá oxidación directa (no han sido tratados biológicamente).

### **Digestión anaerobia**

Los fangos provenientes de la etapa de espesamiento de una E.D.A.R. tienen una concentración de sólidos que puede ir desde el 8-10% en los fangos primarios, hasta el 4-7% en fangos mixtos, o el 2-3% en fangos activos. De este contenido total de materia sólida de un fango se puede considerar que aproximadamente un 70% en peso está formado de materia orgánica y un 30% de materia inorgánica o mineral. Sólo la primera puede descomponerse en un proceso de digestión o estabilización.

En un proceso de digestión anaerobia se consigue:

- La reducción del volumen ocupado por los fangos.
- La eliminación o destrucción de gran parte de la materia orgánica que contienen los fangos, disminuyendo así el riesgo de putrefacción y la producción de malos olores.
- La destrucción casi total de gérmenes patógenos.
- La obtención de metano, de gran poder calorífico, que puede ser utilizado como fuente de energía dentro de la planta.

Todo ello hace que el fango resultante sea fácilmente secable y capaz de ser evacuado sin grandes problemas.

En un tanque de digestión anaerobia los sólidos orgánicos procedentes de las aguas residuales se descomponen (el volumen de sólidos totales se reduce, por tanto) en ausencia de oxígeno. Esto es llevado a cabo por la acción de al menos dos grupos diferentes de bacterias que viven juntas en el mismo medio. Estos grupos bacterianos son:

- Las bacterias formadoras de ácidos, que convierten los sólidos complejos en sólidos más simples (llamados ácidos orgánicos), anhídrido carbónico (CO<sub>2</sub>) y agua (H<sub>2</sub>O), fundamentalmente. El pH óptimo de crecimiento es bajo.

- Las bacterias formadoras de metano, que convierten los ácidos en metano (CH<sub>4</sub>), (CO<sub>2</sub>) y (H<sub>2</sub>O) principalmente. El pH óptimo de crecimiento es próximo a la neutralidad.

En general, se considera que un digestor funciona adecuadamente cuando la reducción de sólidos orgánicos (volátiles) en el fango de salida está entre un 40 y un 60 % del existente en el fango de entrada. Para conseguir esto el mantenedor debe de controlar de tal manera el digestor que las reacciones de formación de ácidos y las reacciones de formación de metano estén en equilibrio.

**En nuestro caso, en la opción 1 prescindimos de la digestión y en la opción 2 la planta cuenta con un tratamiento posterior al espesamiento de digestión aerobia de fangos. Prescindimos de digestión en la opción 1 porque según la Referencia bibliográfica [2]: “La gran ventaja (en tratamientos con oxidación total o, lo que es lo mismo, aireación prolongada) es que la línea de fangos queda reducida a un espesado y a una deshidratación del fango, simplificando así la explotación de la planta.”**

### 6.2.3 Deshidratación de fangos

La deshidratación disminuye el contenido de agua de los fangos disminuyendo así el volumen de los lodos para el transporte y la manejabilidad de los mismos. El destino de los fangos determinará el grado de deshidratación y el método utilizado para este fin.

Con la deshidratación se consigue:

- Disminuir los costes de transporte de los lodos al disminuir el volumen del fango.
- Mejora la manejabilidad de los lodos.
- La deshidratación suele ser necesaria antes de la incineración ya que se consigue aumentar el poder calorífico al disminuir la humedad.
- La deshidratación es necesaria si el fango se destina a compostaje.
- Para evitar los olores que puedan derivarse de los lodos se realiza la deshidratación.
- La deshidratación es necesaria si el lodo va a ser evacuado a vertedero ya que evitamos la formación de lixiviados.

#### Filtro banda

Es un sistema de alimentación continua de fango, donde se realiza también un acondicionamiento químico, generalmente con polielectrolitos.

En los filtro banda primero se produce un drenaje por gravedad y después se hace pasar al fango por una aplicación mecánica de presión para que se produzca la deshidratación, gracias a la acción de una tela porosa.

Es un método barato, ya que no necesita una gran inversión inicial, los costes de mantenimiento y explotación son bajos y la instalación representa un bajo consumo energético.

**Filtro prensa**

Los filtros prensa constan de una serie de placas rectangulares verticales dispuestas una detrás de otra sobre un bastidor. Sobre las caras de estas placas se colocan telas filtrantes, generalmente de tejidos sintéticos. El espacio que queda entre dos placas, en su parte central hueca, es el espesor que adquirirá la torta resultante. Este espesor puede oscilar entre 15-30 mm.

La superficie de los filtros prensa puede ser de hasta 400 m<sup>2</sup>, y la superficie de las placas de 2 m<sup>2</sup>. Y suelen estar formados por más de 100 placas.

El proceso de filtrado varía entre 25 horas, dependiendo de la duración de las diferentes etapas que pasamos a enumerar a continuación:

- Llenado
- Filtrado
- Descarga
- Limpieza

Con este proceso se consigue una estanqueidad del 35-45%, según las características del lodo a tratar.

Se utiliza en depuradoras de más de 100.000 habitantes y se necesita personal especializado y cualificado para su mantenimiento y explotación.

**Centrifugadora**

La centrifugadora es un tambor cilindro-cónico de eje horizontal que se fundamenta en la fuerza de centrifugación para la separación de la fase sólida del agua.

Hay dos tipos de centrifugación en la deshidratación de los lodos. Una de ellas es la centrifugación contra corriente, donde los sólidos y el líquido circulan en sentido contrario dentro del cilindro. El otro tipo de centrifugación es la equicorriente donde la fracción sólida y la líquida discurren en el mismo sentido.

**Secado térmico**

Con este sistema se consigue extraer el agua embebida de los fangos gracias a la evaporación de la misma. El secado térmico puede ser por secado directo o indirecto.

En el primer caso se utilizan gases calientes que se ponen en contacto con el fango a deshidratar, obteniéndose una sequedad de hasta un 90%.

En el secado térmico indirecto el medio calefactor es una pared secadora, similar a un intercambiador de calor, obteniéndose sequedades menores que por el método anterior, de un 60-70%.

**Eras de secado**

Las eras de secado son capas de materiales drenantes dispuestas de forma vertical en un receptáculo. El fango se hace pasar sobre estas capas de grava o arena produciéndose el filtrado y la deshidratación de los lodos por evaporación. Esta evaporación dependerá de las condiciones climáticas de la zona, los días de exposición de los lodos y las características del lodo.

El material drenante suele estar formado por capas de 10 cm de arenas sobre una capa de grava de 10-20 cm, colocando una red de tuberías en la parte inferior para recoger el agua que volverá a ser tratada en la E.D.A.R. La capa de arena debe reponerse cada cierto tiempo ya que se pierden arenas en el proceso de filtrado y recogida de los lodos.

Este método se utiliza para poblaciones de 20.000 habitantes o inferiores. El inconveniente que presenta este proceso es la gran superficie de terreno que se requiere.

**En nuestro caso dimensionamos Eras de secado en ambas opciones. Esto se puede verificar en el siguiente cuadro obtenido de la referencia bibliográfica [3].**

Nº DE HABITANTES EQUIVALENTES					
< 5.000	de 5.000 a 10.000	de 10.000 a 20.000	de 20.000 a 40.000	de 40.000 a 50.000	de 50.000 a 200.000
Envío de fangos a tratamiento					
				Espesamiento fangos	
				Digestión aerobia o anaerobia	Digestión anaerobia
				Espesamiento de fangos	
Acondicionamiento del fango					
Eras de secado	Secado mecánico				

## 7. Descripción de los equipos

A continuación se describen todos los equipos necesarios para las dos opciones diferentes.

En primer lugar se describe el pretratamiento, que además, será idéntico para ambas opciones:

### 7.1. Descripción de pretratamiento común

#### CANAL DE DESBASTE

Unidades	2 unidades	
Dimensiones	Pendiente	0,8 %
	Sección	
	Anchura de canal	0,1 m
	Altura útil	6,3 cm
	Anchura construida	50 cm
Caudal de diseño	Caudal punta	468,49 m <sup>3</sup> /d
	Caudal	172 m <sup>3</sup> /d
Referencia	Plano Nº 1 y Anexo de Cálculos	

#### REJA DE GRUESOS

Unidades	2 unidades	
Dimensiones	Sección mojada	66 cm <sup>2</sup>
	Espesor de barrote	12 mm
	Separación libre entre barrotes	60 mm
Referencia	Plano Nº1 y Anexo de Cálculos	

REJA DE FINOS

Unidades	2 unidades	
Dimensiones	Sección mojada	83 cm <sup>2</sup>
	Espesor de barrote	6 mm
	Separación libre entre barrotes	12 mm
Referencia	Plano Nº 1 y Anexo de Cálculos	

POZO DE BOMBEO

Unidades	2 unidades	
Dimensiones	Longitud	2 m
	Ancho	2 m
	Altura construida	2 m
Bombeo	Caudal	172 m <sup>3</sup> /d
	Nº de arranques	8
	Sumergencia	0,33 m
Referencia	Plano Nº 3 y Anexo de Cálculos	

DESARENADOR

Unidades	2 unidades	
Dimensiones	Longitud	100 cm
	Anchura	40 cm
	Altura (lámina de agua media)	5 cm
	Altura construida	50 cm
	Velocidad de dimensionado	0,3 m/s
Referencia	Plano Nº 2 y Anexo de Cálculos	

Una vez indicados los equipos correspondientes al pretratamiento cabe diferenciar ya entre los equipos necesarios en la opción 1 y en la opción 2. En primer lugar se describen los de la opción 1, en la cual se prescindía del decantador primario.

## 7.2. Descripción de equipos en OPCIÓN 1

En la Opción 1, la estación depuradora contaría con:

- Pretratamiento.
- Fangos activados de tipo aireación prolongada (oxidación total) como proceso biológico.
- Decantación secundaria
- Espesamiento por gravedad.
- Eras de Secado.

### REACTOR BIOLÓGICO

Unidades	1 unidad	
	Volumen	200,125 m <sup>3</sup>
Tanque de aireación	Volumen útil	160,1 m <sup>3</sup>
	Superficie	45,743 m <sup>2</sup>
	Altura útil	3,5 m
	Altura total	5 m
Tanque anóxico	Volumen útil	40 m <sup>3</sup>
	Superficie	11,43 m <sup>2</sup>
	Longitud	2,25 m
	Altura útil	3,5 m
	Altura construida	5 m
Caudal	172 m <sup>3</sup> /día	
Aireación	Aireadores de superficie 2 turbinas TUR-5	
Agitación	El nivel de agitación es suficiente	
Referencia	Plano Nº 4 y Anexo de Cálculos	

DECANTADOR SECUNDARIO

Unidades	1 unidad	
Caudal	172 m3/día	
Dimensiones	Diámetro	5,8 m
	Altura	5,65º m
	Volumen útil	137,11 m3
	Superficie	26,42 m2
	Calado en la vertical del vertedero	5,16 m
Referencia	Plano Nº 5 y Anexo de Cálculos	

TANQUE DOSIFICACIÓN

Unidades	1 unidad	
Caudal máximo a dosificar	2,59 l/h	
Dimensiones	Volumen	1 m <sup>3</sup>
	Altura	1 m
	Radio	56,42 cm
	Superficie	1 m <sup>2</sup>
Aditivo	Cloruro Férrico	
Referencia	Anexo de Cálculos	

ESPESADO POR GRAVEDAD

Unidades	1 unidad	
Caudal	4 m3/día	
Dimensiones	Volumen útil	4,43 m3
	Diámetro	2,2 m
	Altura	1,5 m
Referencia	Plano Nº 6 y Anexo de Cálculos	

## ERAS DE SECADO

Unidades	5 Unidades	
Caudal	1,09 m <sup>3</sup> /día	
Dimensiones	Anchura	5 m
	Longitud	6,8 m
	Altura útil	0,235
	Altura	0,5 m
Referencia	Anexo de Cálculos	

Pasamos a describir los tratamientos restantes al pretratamiento en la opción 2.

### 7.3. Descripción de los equipos en OPCIÓN 2

En cambio, en la opción 2, la estación depuradora contaría con:

- Pretratamiento.
- Decantación primaria.
- Fangos activados de tipo convencional como proceso biológico.
- Decantación secundaria
- Espesamiento por gravedad.
- Digestión aerobia.
- Eras de Secado.

## DECANTACIÓN PRIMARIA

Unidades	1 unidad	
Caudal	172 m <sup>3</sup> /día	
Dimensiones	Volumen útil	39,79 m <sup>3</sup>
	Diámetro	4 m
	Calado vertical	3 m
	Calado central	3,5 m
	Superficie	12,57 m <sup>2</sup>
Referencia	Anexo de Cálculos	

REACTOR BIOLÓGICO

Unidades	1 Unidad	
	Volumen	74,66 m <sup>3</sup>
Tanque de aireación	Volumen útil	52,26 m <sup>3</sup>
	Superficie	14,93 m <sup>2</sup>
	Altura útil	3,5 m
	Altura construida	5 m
Tanque anóxico	Volumen útil	22,4
	Superficie	6,4
	Altura útil	3,5 m
	Altura construida	5 m
Caudal	172 m <sup>3</sup> /día	
Aireación	Aireadores de superficie 2 turbinas Tur 3	
Agitación	Nivel de agitación suficiente	
Referencia	Anexo de Cálculos	

DECANTADOR SECUNDARIO

Unidades	1 unidad	
Caudal	172 m <sup>3</sup> /día	
Dimensiones	Diámetro	4,8 m
	Volumen útil	72,35
	Superficie	18,1 m <sup>2</sup>
	Calado en la vertical del vertedero	3,97 m
Referencia	Anexo de Cálculos	

DOSIFICACIÓN

Idéntico al descrito en la opción 1.

ESPEADO POR GRAVEDAD

Unidades	1 unidad	
Caudal	3 m <sup>3</sup> /día	
Dimensiones	Volumen útil	3,07 m <sup>3</sup>
	Diámetro	1,4 m
	Altura	2 m
Referencia	Anexo de Cálculos	

DIGESTIÓN AEROBIA

Unidades	1 unidad	
Caudal	3 m <sup>3</sup> /día	
Dimensiones	Volumen útil	37,71 m <sup>3</sup>
	Diámetro	3,30 m
	Altura útil	3,5 m
	Altura	4,4 m
Aireación	Aireadores de superficie 1 turbinas TUR 5	
Agitación	Nivel de agitación suficiente	
Referencias	Anexo de Cálculos	

ERAS DE SECADO

Unidades	19 Unidades	
Caudal	2 m <sup>3</sup> /día	
	Superficie	15,4 m <sup>2</sup>
	Altura útil	0,25 m
	Altura	0,5 m
Referencia	Anexo de Cálculos	

## 8. Estudio de la selección de opción

Para realizar el estudio de cual será mejor opción se estudiará que opción saldrá más rentable.

En la inversión inicial se estudia lo siguiente:

En la opción 1 tenemos una planta mucho más simplificada que en la opción 2, ya que en la segunda no se prescinde de decantación primaria ni de digestión aerobia de fangos.

De todas formas se va a calcular que opción tiene más Volumen ( $m^3$ ) construido. No contaremos el Volumen construido del pretratamiento porque estamos comparando opciones y ambas cuentan con el mismo pretratamiento. Tampoco se contará por el mismo motivo los tanques para almacenar el Cloruro Férrico. Los Volúmenes se pueden consultar en el anexo de cálculos.

### 8.1. Volumen construido

#### Volumen construido (1)

Reactor Biológico	200,125 $m^3$
Decantador secundario	137,11 $m^3$
Espesador	4 $m^3$
Eras de secado	40 $m^3$
<b>Volumen total (1)</b>	<b>381.235 <math>m^3</math></b>

#### Volumen construido (2)

Decantador primario	39,79 $m^3$
Reactor Biológico	74,66 $m^3$
Decantador secundario	72,35 $m^3$
Espesador	3,07 $m^3$
Digestor	37,71 $m^3$
Eras de secado	73 $m^3$
<b>Volumen Total (2)</b>	<b>300.58 <math>m^3</math></b>

El Volumen total es algo mayor en la opción 1, por lo que la inversión inicial en este aspecto será mayor en esta opción. Por otro lado, la opción 2 tiene más tratamientos y necesitará más bombas y turbinas (en digestión), lo que también supondrá un coste mayor para la opción 2 que para la opción 1 en cuanto a bombas a comprar.

Finalmente la inversión inicial en la opción 1 será mayor que en la 2 porque será mucho mayor la diferencia de gasto en la construcción que la diferencia de gasto en comprar más equipos de bombeo.

Comparamos también los equipos de aireación y las bombas utilizadas para comparar los gastos de la planta.

## **8.2. Equipos de aireación**

### **Equipos de aireación (1)**

En reactor biológico

Dos turbinas TUR-5 con Potencia de 11 CV, lo que equivale a unos 8,1 KW.

Potencia total en aireación: 8,1 KW

### **Equipos de aireación (2)**

En reactor biológico

Dos turbinas TUR-3 con Potencia de 6 CV, lo que equivale a unos 4,42 KW

En digestor aerobio

Una turbina TUR-5 con Potencia de 5,5 CV, lo que equivale a unos 4,05 KW

Potencia total en aireación: 8,47 KW

Observamos que en cuanto a gasto en aireación los valores de Potencia necesaria son muy parecidos.

## **8.3. Bombas (1 y 2)**

El bombeo del pozo tras el desarenado no se tiene en cuenta ya que para ambos casos será muy parecido ya que el caudal será el mismo y la presión será prácticamente la misma

En el bombeo de las recirculaciones interna y externa consideramos un gasto también similar ya que el gasto en la opción 1 será algo mayor que en la opción 2, tanto en la interna, como en la externa (relación de recirculación mayor).

Pero por otro lado, en la línea de fangos, será algo mayor el gasto de la opción 2, ya que del decantador secundario los fangos primeramente se bombean al primario, y de aquí, ya se envían al tratamiento de espesado. El caudal total a trasegar a la línea de fangos será mayor en la opción que en la opción 1. Además habrá que bombear los fangos ya espesados dos veces en la opción 2 (a digestión y a Secado), mientras que en la opción 1 solo se bombearán los fangos espesados una vez (a Secado).

Por lo que el gasto será muy similar (nuevamente) en la opción 1 y 2.

### **Ventajas de la Opción 1 en nuestro caso**

- Según la referencia bibliográfica [3] (CEDEX) los reactores de fangos activados con aireación prolongada tienen una mejor capacidad de nitrificar que los procesos convencionales. En los procesos convencionales la capacidad de nitrificación dependerá en mucho mayor grado de la temperatura de la planta.

PROCESO CONVENCIONAL	AIREACION PROLONGADA
Nitrificación (posibilidad) $C_m = 0,3$ T $\square$ 19 °C $C_m = 0,4$ T $\square$ 21 °C $C_m = 0,5$ T $\square$ 23,5 °C	Si

Además en el caso de la no-nitrificación, se daría la no-desnitrificación, ya que para que el segundo proceso se lleve a cabo, debe darse previamente el primero. Por lo que para la eliminación de Nitrógeno es preferible la opción 1.

- El proceso de aireación prolongada supone un efluente altamente tratado con una producción de lodo baja.
- Homogeneidad en la calidad del fango.
- Remoción del fango en un solo punto.
- Eliminación de malos olores al entrar el agua directamente al tanque de aireación.
- Generalmente, el gasto de inversión inicial y gasto energético es más elevado en los procesos de aireación prolongada. Como puede verse en nuestro caso los gastos serán solamente algo superiores. El gasto queda justificado muchas veces por las ventajas que la aireación prolongada presenta.

Por lo que en nuestro caso, podemos concluir que el gasto queda más que justificado por las ventajas que tiene el tratamiento de aireación prolongada y porque el gasto no será excesivamente superior.

Finalmente, por todo lo anterior se escoge la opción 1, la cual cuenta con:

1. Pretratamiento.
2. Fangos activados de tipo aireación prolongada (oxidación total) como proceso biológico.
3. Decantación secundaria
4. Espesamiento por gravedad.
5. Eras de Secado.

## 9. Seguridad e Higiene

### 9.1. Técnicas de prevención de riesgos laborales

Se puede actuar para proteger la salud de dos formas: La prevención y la curación.

La forma ideal de protección es la prevención, pues ésta se basa en la protección de la salud antes de que se pierda.

Las técnicas de prevención se pueden dividir en dos grandes áreas: Técnicas médicas y Técnicas no Médicas. Las primeras actúan sobre la salud, mientras las segundas sobre el ambiente o las condiciones de trabajo.

#### Técnicas Médicas

- Reconocimientos médicos y tratamientos
- Selección profesional
- Educación sanitaria

#### Técnicas no Médicas

- Seguridad e higiene
- Ergonomía
- Psicosociología
- Política social y formación

La Seguridad en el Trabajo: Es aquella disciplina preventiva que estudia todos los riesgos y condiciones materiales relacionadas con el trabajo, que podrían llegar a afectar, directa o indirectamente, a la integridad física de los trabajadores (accidente de trabajo). Se ocupa del estudio de las condiciones de seguridad de los lugares de trabajo, la maquinaria o equipos, la electricidad o los incendios.

La Higiene Industrial o Higiene Laboral: Se considera como aquella disciplina preventiva cuyo objeto fundamental es identificar, evaluar, y controlar, las concentraciones de los diferentes contaminantes, ya fueran de carácter físico (ruido), químico (productos químicos) o biológicos (virus) presentes en los puestos de trabajo y que pueden llegar a producir determinadas alteraciones en la salud de los trabajadores y en el peor de los casos enfermedades profesionales.

Ergonomía: Es aquella disciplina que trata la adecuación entre las distintas capacidades de las personas y las exigencias de las capacidades demandadas por las tareas de trabajo realizadas. En un principio se dirigía fundamentalmente al estudio y adecuación de las dimensiones de los puestos de trabajo, los esfuerzos y movimientos requeridos por las tareas a las características físicas de las personas. Con el tiempo se incluyeron otros aspectos como eran el medio ambiente físico, dentro del cual se incluían entre otros la iluminación, temperatura, humedad y niveles de ruido.

Este estudio del ambiente físico, dentro del campo de la Ergonomía, iba encaminado al estudio de las exigencias físicas y mentales de las tareas y sus posibles consecuencias sobre el desarrollo de dichas tareas, para prevenir la fatiga tanto física como mental.

Psicosociología Laboral: Se encarga de aspectos tan importantes como: el tiempo de trabajo, el horario, las pausas, el ritmo de trabajo, así como los temas asociados a la propia organización del trabajo, la carga mental, las relaciones laborales, etc.

Se intentará, siempre que se pueda, desarrollar técnicas no médicas sobre las condiciones de trabajo.

## **9.2. Medidas higiénicas**

Uno de los componentes del agua residual son microorganismos patógenos, por lo que las estaciones depuradoras de aguas residuales pueden ser un foco infeccioso importante.

Es aconsejable colocar en lugares visibles listas de instrucciones higiénicas que sirvan de recordatorio de las medidas preventivas de higiene.

La O.M.S (Organización mundial de la salud) ha adaptado algunas medidas de seguridad:

La planta debe constar siempre con un depósito de agua limpia, jabón y bombonas de lejía. Se utilizarán toallas de papel siempre que se pueda.

La depuradora debe constar de un botiquín en el que se incluya como mínimo esparadrappo, algodón, mercromina o similar, una disolución detergente desinfectante, tijeras y pinzas. También es conveniente que el operador disponga de algún líquido repelente para evitar las picaduras de los mosquitos u otros insectos que puedan desarrollarse en el entorno.

El operador debe disponer de guantes y botas de goma, casco de trabajo, y al menos, dos monos.

Si se hace alguna comida en el recinto de la depuradora, se designará un área para este fin.

Las herramientas de trabajo se limpiarán con agua limpia antes de ser guardadas.

Los cortes, arañazos y abrasiones que pueda sufrir el operador deben desinfectarse inmediatamente después de que se hayan producido.

Cuando la planta disponga de electricidad, el operador debe ocuparse del mantenimiento de los equipos eléctricos.

La entrada a la depuradora debe mantenerse cerrada.

El operador debe vacunarse contra las enfermedades que indiquen las autoridades sanitarias del área. Se someterá además a un chequeo médico periódico.

Los operarios recibirán instrucción sobre primeros auxilios.

## 9.3. Seguridad

Los accidentes ocurren cuando una serie de circunstancias concurren ocasionándolos e incidiendo en las personas que lo realizan. El aumento de la seguridad en el trabajo está motivado por las razones siguientes:

1. Las consecuencias de los accidentes las sufren los trabajadores en su bien, su salud, e incluso en su vida. Ambas deben estar protegidas ofreciendo unas condiciones de trabajo adecuadas.
2. Económica: Los accidentes ocasionan muchas horas de asentamiento laboral y un alto coste de recuperación de los accidentados.

Los peligros potenciales que existen en una depuradora y las medidas de seguridad para controlarlos son:

- Daños físicos Los riesgos a los que están sometidos los trabajadores de una depuradora son similares a los de cualquier otra industria, siendo los más frecuentes los de fractura, conmociones, arañazos, cortes, etc. que pueden ser producidas por diferentes causas.
- Contagio de enfermedades: Es poco frecuente, no obstante el peligro existe y sobre todo en el caso de determinadas infecciones.
- Asfixia por falta de oxígeno o envenenamiento por gas: La falta o escasez de oxígeno en el aire ocasiona la asfixia.
- Gases explosivos: Aunque muy poco frecuente se tendrá en cuenta en aquellos lugares que por acumularse fangos y no haber buena ventilación se producen bolsas de gas.
- Incendios: Los peligros de incendios son los normales en una industrial, incrementándolos por la posibilidad de inflamación de los gases indicados en el punto anterior.
- Descargas eléctricas: Para que exista peligro debe existir un contacto entre la persona y el conductor.
- Materiales reactivos almacenados. En caso de que se disponga de materiales, a veces empleados en procesos de depuración.
- Ruidos: En determinados lugares de una depuradora los niveles sonoros de los ruidos generados superan los 80 decibelios. En estas zonas los operarios necesitarán protección.

### Prevención de accidentes

Una vez conocidos los peligros. Se aplicará para las siguientes medidas los diferentes procesos o tratamientos:

#### 9.3.1. Laboratorio

Ubicado en el edificio de control es en esta sala donde se realiza el control de procesos, así como del agua influente y efluente de la E.D.A.R., para garantizar la gestión y calidad de la misma.

#### Identificación de riesgos:

- Proyección de fragmentos o partículas.
- Exposición a sustancias nocivas, cáusticas o corrosivas.
- Riesgo biológico.

**Medidas preventivas:**

- Debido a la peligrosidad de determinados productos químicos será necesario que todos los trabajadores que vayan a manipular estos productos deban utilizar pantalla facial antisalpicaduras, guantes de seguridad y mascarillas para gases y vapores.
- En todo momento, el trabajador deberá conocer y estar adiestrado en el manejo de productos químicos, así como conocer las herramientas y utensilios de manipulación de productos químicos. Queda totalmente prohibido manipular estos productos en presencia de personas ajenas al centro de trabajo o fuera de la habitación del laboratorio.
- Evitar el vertido libre desde un recipiente a otro.
- Emplear instalaciones fijas o, en su defecto, equipos portátiles de bombeo adecuados.
- No verter a la red general de desagüe sustancias peligrosas o contaminantes sin tratar previamente.
- Limitar los trasvases manuales a recipientes de pequeña capacidad.
- Colocar duchas de emergencia y lavaojos en lugares próximos a donde se efectúen los trasvases.
- Transportar los envases de vidrio en contenedores de protección.
- Emplear envases de vidrio sólo para pequeñas cantidades: 2 litros para corrosivos y 4 litros para inflamables.
- Supervisión y control de los envases plásticos frente a su previsible deterioro.
- No exponerlos al sol.
- No emplear serrín para absorber líquidos inflamables.
- Emplear sistemas mecánicos de pipeteado y dosificación de pequeñas cantidades de líquido. Queda totalmente prohibido el pipeteado de forma oral.
- Lavar las manos antes de las pausas de trabajo, de comer, antes de ir al servicio y al terminar el trabajo.
- Instalar una vitrina de gases.
- Es conveniente ducharse después de concluir el trabajo, especialmente si se ha estado en contacto con sustancias que generan polvos nocivos.
- Utilizar toallas desechables.
- Comer en las zonas destinadas para las pausas y no en el puesto de trabajo.
- Cambiar de ropa de trabajo cuando esté sucia; se deberá guardar la ropa de uso particular y la ropa de trabajo en lugares separados.
- Se procederá al lavado, descontaminación y, en caso necesario, destrucción de la ropa y los equipos de protección a que se refiere el apartado anterior, quedando rigurosamente prohibido que los trabajadores se lleven los mismos a su domicilio para tal fin.
- Se deberá atender inmediatamente y en centros médicos situaciones de riesgo, tales como quemaduras y heridas profundas y punzantes producidas por óxidos y materiales contaminantes en general.

- Los técnicos de prevención, especialistas en vigilancia de la salud, que atiendan a la depuradora deberán establecer un programa de vacunaciones específico (consultar antes de establecer el programa de vacunas la NTP nº 473 del INSHT).

### **9.3.2. Pretratamiento**

#### **Identificación de riesgos:**

- Atrapamiento por o entre objetos.
- Proyección de fragmentos.
- Inhalación de gases tóxicos (sulfhídrico y/o metano).

#### **Medidas preventivas:**

- Toda la maquinaria de la sala de pretratamiento que esté dotada de elementos móviles deberá ir dotada de un resguardo que garantice la protección mediante una barrera material.
- Este resguardo debe desempeñar su función por sí sólo, es decir, no deberá permitirse su apertura manual sin antes haber parado la máquina y haber realizado un enclavamiento de la misma, o bien puede ir asociado a un dispositivo de enclavamiento con bloqueo (la máquina se parará cuando se manipule este resguardo).
- No podrán realizar labores de mantenimiento o reparación los trabajadores que no hayan sido adiestrados en estos trabajos.
- Queda prohibido realizar tareas de mantenimiento o reparación con la máquina en marcha; ésta deberá ser parada y puesta fuera de funcionamiento durante su reparación. El trabajador que realiza el enclavamiento de puesta en fuera de funcionamiento deberá asegurarse que ningún otro trabajador pueda enchufarla sin su autorización o comunicación. Para ello se utilizarán carteles, candados de enclavamiento, etc.
- Cada máquina deberá estar provista de uno o varios dispositivos de parada de emergencia, por medio de los cuales se puedan evitar o minimizar consecuencias lesivas.
- Este dispositivo debe tener órganos de accionamiento claramente identificable, muy visibles y rápidamente accesibles, provocando la parada del proceso peligroso en el menor tiempo posible.
- El órgano de accionamiento, una vez activado, deberá permanecer en posición de bloqueo. La liberación del órgano de accionamiento no debe provocar la puesta en marcha, sino sólo autorizar que pueda volver a arrancar.
- En la realización de trabajos de reparación de maquinaria o de mantenimiento se deberán utilizar gafas de protección para evitar salpicaduras y golpes, guantes de seguridad, mascarilla, casco de seguridad y ropa laboral.

### **9.3.3. Desarenador**

#### **Identificación de riesgos:**

- Caídas de personas a distinto nivel.
- Caídas de personas al mismo nivel.

#### **Medidas preventivas:**

- Los suelos de la zona deberán ser fijos, estables y no resbaladizos, sin irregularidades.
- Se protegerán con barandillas los pasillos para evitar la caída de un trabajador en las turbulencias de agua.
- Se prohibirá quitar cualquier elemento, sea fijo o móvil, que pudiese ocasionar la caída del trabajador sin antes haber adoptado alguna medida preventiva que evite la caída del trabajador.
- Para alternar el funcionamiento del desarenador (canal doble) se pedirá autorización. Primero se abrirá el canal cerrado y luego se cerrará el canal abierto. El agua que quede en el canal cerrado se achicará con una bomba de agua hasta el canal posterior.

### **9.3.4. Reactor biológico**

#### **Identificación de riesgos:**

- Caídas al mismo nivel.
- Inhalación de gases tóxicos durante la limpieza de los estanques.

#### **Medidas preventivas:**

- Debe de comprobarse periódicamente el buen anclaje de las barandillas protectoras.
- Se deberán extremar las precauciones a la hora de extraer los aceleradores de flujo. No se deben realizar posturas forzadas para sacarlos, sino utilizar las horcas donde se ubica el cable de acero utilizado en su elevación.
- Los lodos y fangos que se depositan en el fondo de los reactores biológicos se retiran bianualmente. La presencia de gases que hay dentro de los lodos nos obliga a que trabajemos en este lugar como si fuese un espacio confinado, aunque esté situado al aire libre.
- Deberán de hacerse las mediciones previas correspondientes, que se harán constar en un permiso escrito.
- Se deberán prever un acceso y salida seguros. La utilización de una escala fija no es aconsejable, pues tendría una corrosión enorme durante el tiempo que está sumergida en el agua.
- Estas operaciones, como la mayoría de labores a realizar en las depuradoras, no puede hacerlas un trabajador individualmente. Siempre habrá varios, para poder prestar auxilio en caso de accidente.

### **9.3.5. Decantadores**

#### **Identificación de riesgos:**

- Caídas de personas a distinto nivel.
- Atrapamientos y/o golpes por maquinaria móvil.

#### **Medidas preventivas:**

- Los lados de la pasarela del decantador deberán estar protegidos mediante barandilla de seguridad. Éstas deberán ser rígidas y dispondrán de una protección que impida el paso o deslizamiento por debajo de las mismas.
- Se revisará periódicamente el estado de todas las barandillas del decantador.

- Los trabajos de limpieza de la rodadura situada en la corona del decantador se harán siempre asomados desde el exterior del mismo. Sin subirse a la corona.
- La limpieza de fangos del depósito se puede hacer mediante bombas; no es necesario hacerla manualmente. Al bajar al fondo del decantador para realizar alguna tarea de mantenimiento, no es necesario (normalmente) utilizar equipo autónomo, pues los niveles de sulfhídrico son inapreciables en este lugar. Sí habrá que prever unas buenas escaleras manuales de entrada y salida y no dejar de medir constantemente la presencia de posibles gases tóxicos o explosivos.
- El decantador posee un mecanismo giratorio y automático que avanza lentamente alrededor del mismo. Para evitar el atrapamiento por este tipo de maquinaria, los trabajadores, antes de iniciar el mantenimiento y reglaje, deberán proceder a la parada del sistema.
- Nos aseguraremos de que ningún otro trabajador pueda arrancar el sistema sin autorización. Para ello se utilizarán carteles de señalización o preferiblemente candados de enclavamiento.
- Los trabajadores prestarán especial atención a que la máquina no les golpee en su trayecto de rotación. Para ello deberán guardar una distancia de seguridad suficiente.

### 9.3.6. Espesador de fangos

#### Identificación de riesgos:

El espesador de fangos se construye completamente estanco y estando normalmente desodorizado no hay emanación de gases tóxicos. Los riesgos de su mantenimiento, en el exterior, son los comunes a cualquier otra instalación industrial (eléctricos en el manejo de maquinaria, caídas de escaleras manuales indebidamente puestas, etc.). Pero el interior es un espacio confinado, por lo que se deberá de entrar cumpliendo lo previsto para trabajos en espacios confinados.

### 9.3.7. Eras de Secado

#### Identificación de riesgos:

- Caídas al mismo nivel.

#### Medidas preventivas:

- Los lindes del conjunto de las eras deberán estar protegidos mediante barandilla de seguridad. Se deberán extremar las precauciones a la hora de la extracción del fango seco.
- En las labores de mantenimiento del interior de la era deberán adoptarse unas pautas, realizando las mediciones oportunas.

## 10. Bibliografía consultada

- [1] “Manual de diseño de aguas residuales”. Aurelio Hernández Lehmann. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2000).
  
- [2] “Tratamientos biológicos de aguas residuales”. José Ferrer Polo, Aurora Seco Torrecillas. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Valencia (1998).
  
- [3] “Dimensionamiento de estaciones depuradoras de aguas residuales”. José Genaro Batanero Bernabeu. CEDEX (2013).
  
- [4] “Depuración y desnitrificación de aguas residuales”. Aurelio Hernández Muñoz. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2001).
  
- [5] “Manual de depuración URALITA”. Aurelio Hernández Muñoz, Aurelio Hernández Lehmann y Pedro Galán Martínez. URALITA productos y servicios, SA Editorial Paraninfo (1996).
  
- [6] “Ingeniería de Aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización”. Metcalf & Eddy. McGraw-Hill (1995).
  
- [7] “Tratamiento de aguas residuales”. R. S. Ármalo. Editorial Reverté (1993)
  
- [8] “Datos demográficos del Instituto Nacional de Estadística, INE. [www.ine.es](http://www.ine.es)

## **11. ANEXO 1**



## Índice: ANEXO DE CÁLCULOS

11. ANEXO 1 .....	79
Índice: ANEXO DE CÁLCULOS .....	81
11.1. ESTUDIO DEMÓGRAFICO .....	84
11.2. BASES DE PARTIDA .....	85
11.2.1. Población y parámetros unitarios. ....	85
11.2.3. Caudales de dimensionamiento .....	86
11.2.4. Características de la contaminación.....	87
11.2.5. Resultados a obtener .....	88
11.3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIDADES DE DEPURACIÓN .....	89
11.3.1. Pretratamiento.....	89
11.3.1.1. Canal de desbaste .....	89
11.3.1.2. Reja de gruesos y Reja de finos.....	90
11.3.1.2.1. Reja de gruesos: .....	91
11.3.1.2.2. Reja de finos.....	92
11.3.1.3. Pérdida de carga en las rejas de desbaste .....	93
11.3.1.3.1. Pérdida en Reja de gruesos.....	94
11.3.1.3.2. Pérdida en Reja de finos.....	94
11.3.1.4. Pozo de bombeo .....	95
11.3.1.4.1. Volumen mínimo del pozo .....	95
11.3.1.4.2. Sumergencia de aspiración .....	95
11.3.1.4.3. Dimensiones del pozo .....	95
11.3.1.5. Aliviadero de seguridad.....	96
11.3.1.6. Desarenador.....	96
11.3.2. CÁLCULO OPCIÓN 1.....	98
11.3.2.1. Tratamiento biológico .....	98
11.3.2.1.1. Criterio utilizado.....	98
11.3.2.1.2. Hipótesis:.....	99
11.3.2.1.3. Ecuaciones:.....	100
11.3.2.1.4. Procedimiento de cálculo.....	101
11.3.2.2 Tratamiento biológico (1): Fangos activados aireación prolongada .....	105
11.3.2.2.1. Datos(1).....	105
11.3.2.2.2. Resultados (1).....	108

11.3.2.2.3. Comprobación con EES: .....	109
11.3.2.2.4. Zona anóxica (1) .....	111
11.3.2.2.5. Recirculación interna (1) .....	113
11.3.2.3 Aireación (1) .....	113
11.3.2.3.1. Necesidades de oxígeno.....	113
11.3.2.3.2. Capacidades de oxigenación (1).....	114
11.3.2.3.3. Equipos de aireación (1).....	116
11.3.2.4. Dimensiones del tanque de aireación prolongada .....	119
11.3.2.5. Decantación secundaria (1).....	120
11.3.2.6. Dosificación de cloruro férrico (1y2).....	123
11.3.2.6.1. Caudales a dosificar.....	124
11.3.2.6.2. Depósito de Cloruro férrico.....	124
11.3.2.7. Producción de fangos en exceso (1).....	125
11.3.2.7.1. Fangos en exceso (1) .....	125
11.3.2.7.2. Bombeo de fangos (1) .....	126
11.3.2.8. Espesamiento de fangos (1) .....	126
11.3.2.9. Secado-Eras de Secado.....	128
11.3.2.10. Bombeo de Espesamiento a Eras de Secado.....	129
11.3.3. CALCULO OPCIÓN 2.....	130
11.3.3.1. Decantación primaria .....	130
11.3.3.2. Reactor biológico (2): Fangos activados convencional .....	131
11.3.3.2.1. Datos (2) .....	132
11.3.3.2.2. Resultados (2).....	134
11.3.3.2.3. Comprobación con EES .....	135
11.3.3.2.4. Zona anóxica (2) .....	135
11.3.3.2.5. Recirculación interna (2) .....	137
11.3.3.3. Aireación (2) .....	137
11.3.3.3.1. Necesidades de oxígeno (2) .....	137
11.3.3.3.2. Capacidades de oxigenación (2).....	137
11.3.3.3.3. Equipos de aireación (2).....	139
11.3.3.4. Decantador secundario (2).....	142
11.3.3.5. Dosificación de FeCl3 (2) .....	143
11.3.3.6. Fangos en exceso (2) .....	143
11.3.3.7. Fangos en decantación primaria .....	144

11.3.3.8. Bombeo de fangos (2) .....	144
11.3.3.8.1. Caudal de fangos en exceso a decantación primaria .....	144
11.3.3.8.2. Caudal de fangos de la decantación primaria a línea de fangos.....	144
11.3.3.9. Espesamiento de fangos(2) .....	145
11.3.3.10. Bombeo a digestión .....	146
11.3.3.11. Digestión aerobia de fangos.....	146
11.3.3.11.1. Dimensionado .....	148
11.3.3.11.2. Necesidades de oxígeno del digestor.....	149
11.3.3.11.3. Capacidad de oxigenación del digestor.....	149
11.3.3.11.4. Equipos de aireación para el digestor .....	150
11.3.3.12. Bombeo a eras de secado (2) .....	152
11.3.3.13. Eras de Secado (2) .....	152

## 11.1. ESTUDIO DEMÓGRAFICO

Se va a estudiar los habitantes equivalentes que se espera en 2020 para estudiar si la población y con ello, las cargas variarán. Este estudio se realiza porque los datos de población, y con ello los parámetros de diseño pueden no ser los mismos al cabo de los años.

Para calcular la población en dicho año se utiliza la siguiente expresión:

$$P_m = P_n \times (1 + a)^{m-n}$$

Siendo:

$P_m$  Población estimada en el año m.

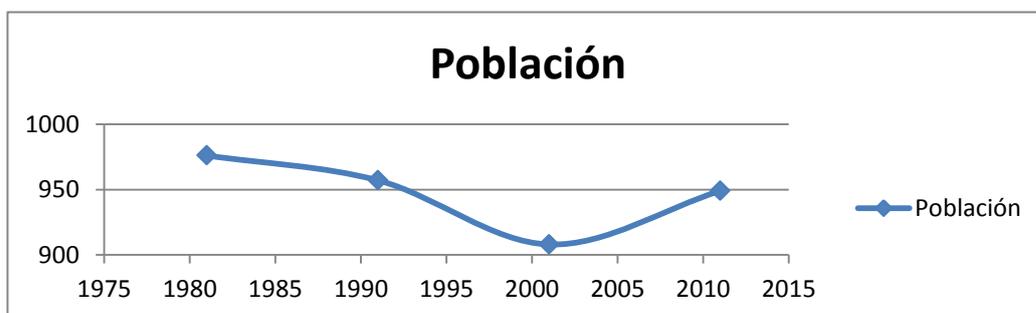
$P_n$  Población estimada en el año n.

a Coeficiente de evolución de la población.

En primer lugar se calcula el coeficiente de evolución a con los datos de población que se dispongan de dos años pasados.

Año	Población
2011	949
2001	908
1991	957
1981	976

A continuación se muestra un gráfico con la evolución de la población.



Como se observa en los últimos 30 años ha ido fluctuando la población sin cambios bruscos manteniéndose alrededor de los 950 habitantes. De todas maneras se calcula la población esperada en 2020 calculando con la expresión descrita anteriormente.

$$949 = 908 \times (1 + a)^{2011-2001}$$

Despejando obtenemos un valor de a (coeficiente de evolución de la población de 0,0044. Utilizando este valor para calcular la población en 2020 obtenemos un Población en 2020 de 988 habitantes.

Sin embargo, en nuestro proceso utilizaremos el caudal como dato conocido ya que disponemos de este. El caudal se puede tomar como dato porque La Llosa tiene una población estable en los últimos 30 años, que además ha tenido subidas y bajadas en el censo.

## 11.2. BASES DE PARTIDA

### 11.2.1. Población y parámetros unitarios.

- Población: Se conoce la población de la Llosa, la cual está cifrada en unos 960 habitantes. Además se sabe que es un núcleo de población estable, la población ha variado muy poco como se ha demostrado en el estudio demográfico.

Lo que no se conoce es el dato como población equivalente. De todas maneras consultando la siguiente tabla podemos tomar como correcto el valor de dotación ya que la población equivalente no llegará a valores tan elevados.

- Dotación: Consultando la siguiente tabla:

- Dotación (d) (litros/hab/día)

Debe considerarse la de agua de abastecimiento, lo que supone dimensionar la instalación con un margen de seguridad del 25-40% sobre la situación del año de proyecto.

Pueden utilizarse, en principio, los siguientes valores:

Habitantes equivalentes	Dotación abastecimiento
< 20.000	150-200 l/hab/día
20.000 - 50.000	200-250 l/hab/día
> 50.000	250-300 l/hab/día

Asimismo obtenemos los valores de las cargas de  $\text{DBO}_5$  y Sólidos suspendidos (gr/habitante/día).

- Carga  $\text{DBO}_5$ :
  - a) Zonas residenciales, red separativa:..... 50 gr/hab/día
  - b) Núcleos de población, red separativa:..... 60 gr/hab/día
  - c) Núcleos de población, red unitaria:..... 75 gr/hab/día

La carga de  $\text{DBO}_5$  en nuestro caso será de 50 gr/hab/día.

- Carga SS:
  - a) Zonas residenciales, red separativa:..... 50 gr/hab/día
  - b) Núcleos de población, red separativa:..... 75 gr/hab/día
  - c) Núcleos de población, red unitaria:..... 90 gr/hab/día

La carga de SS en nuestro caso será de 50 gr/hab/día

- Concentraciones:

Conocidos estos parámetros se puede obtener la concentración de Sólidos en suspensión y de la DBO<sub>5</sub> de la siguiente manera:

$$\text{Concentración (mg/l)} = \text{Carga (g/hab/día)} / \text{Dotación (l/hab/día)} \times 1000$$

Escogemos el menor valor de Dotación posible ya que nuestra población es bastante menor de 20000 habitantes.

Por lo que ambas concentraciones obtendrán valores de:

$$\text{Concentración DBO5} = 50 / 150 \times 1000 = 333,33 \text{ mg/l}$$

- Caudal medio:

El caudal medio es un dato conocido, el cual podemos usar ya que sabemos que es una población estable y éste no sufrirá cambios graves.

$$Q_{\text{medio}} = 172 \text{ m}^3/\text{día}$$

Falta verificar que la población equivalente no excede de 20000 habitantes, ya que el dato de dotación escogido no sería el correcto. Esto se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Población} = \text{Caudal medio} \times \text{Concentración DBO5} / \text{Carga DBO5}$$

$$\text{Población} = 172 \times 333,33 / 50 = 1146,67 \text{ habitantes equivalentes.}$$

Dando un número de habitantes equivalente menor de 20000 con una dotación pues de 150 l/habitante/día.

### 11.2.3. Caudales de dimensionamiento

- Caudal medio: Como ya se ha dicho en nuestro caso este dato es conocido, pero pasamos a comprobar que los cálculos son correctos calculándolo:

$$Q_{\text{medio}} = \text{Población} \times \text{Dotación} / 24000$$

$$Q_{\text{medio}} = 1146,67 \times 150 / 1000 = 172 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{\text{medio}} = 7,167 \text{ m}^3/\text{hora}$$

- Caudal máximo (m<sup>3</sup>/h):

A título orientativo, una fórmula, síntesis de varias empíricas, que puede utilizarse si no se dispone de datos más fiables es:

$$Q_{\max} = Q_{\text{medio}} \left[ 1,15 + \frac{2,575}{\sqrt[4]{Q_{\text{medio}}}} \right]$$

$$Q_{\max} = 19,52 \text{ m}^3/\text{hora} = 468,49 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Caudal mínimo (m<sup>3</sup>/h):

Se recomienda un factor de 0,5.

$$Q_{\min} = 0,5 \times Q_{\text{med}} = 86 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Caudal causado por lluvias (m<sup>3</sup>/h):

Se recomienda un factor de 5.

$$Q_{\text{lluvias}} = 5 \times Q_{\text{med}} = 860 \text{ m}^3/\text{día}$$

## 11.2.4. Características de la contaminación

### Valores medios

Se expresan en mg/l y deben considerarse, como mínimo los siguientes parámetros:

- DBO<sub>5</sub>, SS, Oxígeno disuelto (en las proximidades de la depuradora)

$$\text{DBO}_5 = 333,33 \text{ mg/l}$$

$$\text{SS} = 333,33 \text{ mg/l}$$

$$\text{OD} = 1 \text{ mg/l (No hay septicidad)}$$

- pH (el del agua residual oscila alrededor de 7,5)

$$\text{pH} = 7,7 \text{ (agua residual urbana doméstica)}$$

- Alcalinidad (mg/l CO<sub>3</sub>Ca)

### Valores máximos

En caso que no se disponga de los valores máximos de la DBO<sub>5</sub> y SS, se recomienda tomar el valor medio, multiplicándolo por 1,5:

$$\text{DBO}_{5\max} = 333,33 \times 1,5 = 500 \text{ mg/l}$$

$$\text{SS}_{\max} = 500 \text{ mg/l}$$

### 11.2.5. Resultados a obtener

Debe cumplirse la Directiva del Consejo de las Comunidades Europeas del 21 de Mayo de 1991 sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas (91/271/CEE), transpuesta a nuestro ordenamiento jurídico por el Real Decreto Ley 11/1995 de 28 de Diciembre.

Teniendo en cuenta el Anexo 1 de dicha directiva, para el caso en que no sea necesario un tratamiento superior al secundario, y no se trate de zonas de alta montaña, se pueden considerar los siguientes valores:

pH	6 - 8
SS	35 mg/litro
DBO5	25 mg/litro
DQO	125 mg/litro
Contaminación bacteriológica E.coli	1.000/100 ml Cuando esté prevista desinfección

Además de una sequedad del fango del mayor del 30 % y de una reducción de SV, estabilidad del fango de, como mínimo, un 40 %.

- Sequedad (% en peso de sólidos secos)

Secado en eras	> 30 %
Secado por centrifugas	20 - 28 %
Secado por filtros banda	20 - 30 %
Secado por filtros prensa	38 - 50 %

- Estabilidad (% de reducción en peso de sólidos volátiles)

Debe exigirse, como mínimo, una reducción del 40%

## 11.3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIDADES DE DEPURACIÓN

### 11.3.1. Pretratamiento

El pretratamiento como se ha indicado anteriormente será idéntico para ambas opciones.

El desbaste grueso se llevara a cabo mediante un solo canal debido a que el caudal de entrada no es lo suficientemente alto como para colocar dos canales. Este canal llegará hasta una reja de gruesos de limpieza mecánica.

La unidad de desbaste contará además con un canal de desbaste de seguridad de las mismas dimensiones, y con una reja de limpieza manual que se utilizará en casos de mantenimiento y limpieza de reja automática.

Para el dimensionado del canal de desbaste tenemos que prever las dimensiones suficientes para recibir el caudal punta y a su vez procurar que no se produzcan deposiciones en el canal cuando el caudal sea mínimo.

#### 11.3.1.1. Canal de desbaste

##### Valores típicos de diseño:

Pendiente del canal	0,5 %, En nuestro caso 0,8 %
Sección	Rectangular
Anchura del canal	0,3 – 0,7 m
Velocidad de paso a $Q_{med}$	>0,6 m/s
Velocidad de paso a $Q_{min}$	>0,4 m/s

##### Caudales

Caudal medio	7,17 m <sup>3</sup> /hora
Caudal mínimo	3,6 m <sup>3</sup> /hora

Para el cálculo de la anchura de la anchura del canal, tendremos que calcular la velocidad de paso por el agua del canal. La velocidad de paso debe ser superior a 0,4 m/s.

La velocidad de paso se calcula por la ecuación de Manning para canales abiertos. El coeficiente de seguridad adoptado es el correspondiente al hormigón sin alisar,  $n=0,014$ .

Ecuación de Manning: 
$$v = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

- v**      velocidad de paso
- 1/n**    coeficiente de rugosidad de Manning
- Rh**    radio hidráulico
- i**      pendiente del canal

Suponemos la anchura de canal recomendada más baja ya que el caudal de entrada es muy bajo. Si aplicamos la ecuación de Manning para una anchura de 0,3 m obtenemos valores de diseño distintos de los deseados. Esto sucede por el bajo caudal en nuestra planta.

En cambio al poner una anchura de 0,1 m con una pendiente del 0,8 % conseguiríamos acercarnos ya a los valores de velocidad deseados.

En la siguiente tabla se recogen los cálculos obtenidos utilizando la ecuación de Manning para el cálculo de la velocidad de paso:

Altura (cm)	Superficie (m2)	Perimetro mojado (m)	Rh	v(m/s)	Q (m3/h)
2	0,002	0,14	0,014285714	0,3761418	2,70822096
2,2	0,0022	0,144	0,015277778	0,3933602	3,11541279
<b>2,4</b>	<b>0,0024</b>	<b>0,148</b>	<b>0,016216216</b>	<b>0,40930776</b>	<b>3,53641902</b>
2,6	0,0026	0,152	0,017105263	0,42413437	3,96989768
2,8	0,0028	0,156	0,017948718	0,43796484	4,41468559
3	0,003	0,16	0,01875	0,4509044	4,86976751
3,2	0,0032	0,164	0,019512195	0,4630427	5,33425194
3,4	0,0034	0,168	0,020238095	0,47445684	5,80735176
3,6	0,0036	0,172	0,020930233	0,48521363	6,28836867
3,8	0,0038	0,176	0,021590909	0,49537138	6,77668046
<b>4</b>	<b>0,004</b>	<b>0,18</b>	<b>0,022222222</b>	<b>0,50498128</b>	<b>7,27173048</b>

Qmínimo

Qmedio

Por lo que las dimensiones del canal de desbaste serán:

<b>Pendiente canal</b>	<b>0,8 %</b>
<b>Sección</b>	<b>Rectangular</b>
<b>Anchura del canal</b>	<b>0,1 m</b>
<b>Altura útil</b>	<b>6,3 cm</b>
<b>Altura construida</b>	<b>50 cm</b>

### 11.3.1.2. Reja de gruesos y Reja de finos

Se instalarán solamente una reja de gruesos y una reja de finos. Pero ambas tendrán un canal de desbaste suplementario equipado con una reja manual de las mismas características para utilizarlas cuando la principal este con labores de mantenimiento.

Se diseña teniendo en cuenta el caudal máximo (Qmax =19,52 m3/h).

Para el dimensionamiento de la reja de gruesos fijamos los siguientes valores:

REJA	Espesor mínimo de barrotes	Luz entre barrotes	ACCIONAMIENTO
Gruesa	12 mm.	60 mm.	Mecánico temporizado y por diferencia de nivel
Fina	6 mm.	12 mm.	Mecánico temporizado y por diferencia de nivel

En el paso de agua a través de las rejillas se cumple:

$$V = \frac{Q}{S} \times \frac{E+e}{E} \times \frac{1}{C}$$

siendo:  $Q$  = Caudal de paso ( $m^3/s$ )

$S$  = Sección del campo de reja ( $m^2$ ) para caudal  $Q$

$V$  = Velocidad efectiva de paso para  $Q$  ( $m/s$ )

$E$  = Distancia entre barrotes

$e$  = Espesor de barrotes

$C$  = Coeficiente de atascamiento § 0,70

#### 11.3.1.2.1. Reja de gruesos:

La separación entre barras se toma de 60 mm y el espesor de barrotes de 12 mm.

Se calcula la Sección mojada para que la velocidad de paso a  $Q_{max}$  sea de 1,4 m/s.

$$Q_{max} = 19,52 \text{ m}^3/h = 0,0054 \text{ m}^3/s$$

$$Sección_{Mojada} = \frac{Q}{V} \times \frac{E+e}{E} \times \frac{1}{C}$$

$$Sección_{Mojada} = \frac{0,0054}{1,4} \times \frac{60+12}{60} \times \frac{1}{0,7} = 0,0066 \text{ m}^2$$

$$Sección_{Mojada} = 66 \text{ cm}^2$$

La anchura en las rejillas será mayor que en el canal de desbaste ya que al haber menos paso por las rejillas la velocidad aumentaría de no aumentar la anchura. Se estudia aumentar la anchura progresivamente de 0,1 m a 0,3 m donde se colocará la reja de gruesos y aguas abajo de ésta la de finos. La anchura se escoge de 0,3 porque, como se ha mencionado antes en dimensionamiento del canal de desbaste, sería la menor recomendada para éste.

$$Anchura = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$Altura_{min} = \frac{66}{30} = 2,2 \text{ cm}$$

Se instalará una reja de gruesos de 6 cm de alto por seguridad.

Se calcula el número de barrotes de la reja. Para ello es necesario calcular el ancho útil para calcular el número de espacios, el número de barrotes será el de espacios menos 1:

$$N_{espacios} = Anchoutil/E$$

$$Anchoutil = Ancho \times \frac{E}{E + e}$$

$$N_{barrotes} = N_{espacios} - 1$$

$$Ancho_{\text{útil}} = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

$$N_{espacios} = 4,16 \text{ barrotes} \rightarrow 5 \text{ barrotes}$$

$$N_{barrotes} = 4 \text{ barrotes}$$

Se comprueba que el número de barrotes y espacios se adaptan al ancho del canal.

$$A_{canal} = N_{espacios} \times E + N_{barrotes} \times e$$

$$A_{canal} = 276 \text{ mm}$$

Al dar menor se calcula con 4 barrotes y 4 espacios, la reja comenzaría por barrotes en sus extremos.

$$A_{canal} = \mathbf{288 \text{ mm}}$$

Por lo que al final, la parte del canal del desbaste grueso tendrá una anchura de 288 mm, donde se instalará una reja gruesa de 66 cm<sup>2</sup> de Sección mojada, por tanto de  $h_{\text{útil}} = 66/28,8 = 2,29$  cm pero con una altura total de 6 cm (por seguridad).

### 11.3.1.2.2. Reja de finos

La separación entre barras se toma de 12 mm y el espesor de barrotes de 6 mm.

Se calcula la Sección mojada para que la velocidad de paso a  $Q_{\text{max}}$  sea de 1,4 m/s.

$$Q_{max} = 19,52 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0054 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Sección_{Mojada} = \frac{0,0054}{1,4} \times \frac{12 + 6}{12} \times \frac{1}{0,7} = 0,0083 \text{ m}^2$$

$$Sección_{Mojada} = 83 \text{ cm}^2$$

La anchura aumentada se vuelve a escoger de 0,3 porque, como se ha mencionado antes en dimensionado del canal de desbaste sería la menor recomendada para éste.

$$Anchura = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$Altura_{min} = \frac{83}{30} = 2,8 \text{ cm}$$

Se instalará una reja de gruesos de 6 cm de alto por seguridad.

Se calcula el número de barrotes de la reja. Se calcula utilizando el mismo proceso de cálculo que en la reja de finos.

$$Ancho_{\text{útil}} = 0,2 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

$$N_{\text{espacios}} = 16,67 \text{ barrotes} \rightarrow 17 \text{ barrotes}$$

$$N_{\text{barrotes}} = 16 \text{ barrotes}$$

Se comprueba que el número de barrotes y espacios se adaptan al ancho del canal.

$$A_{\text{canal}} = N_{\text{espacios}} \times E + N_{\text{barrotes}} \times e$$

$$A_{\text{canal}} = 300 \text{ mm}$$

Por lo que la parte del canal del desbaste fino tendrá una anchura de 300 mm, donde se instalará una reja gruesa de 83 cm<sup>2</sup> de Sección mojada con una altura útil o mínima de 2,8 cm pero con una altura total de de 6 cm (por seguridad).

### 11.3.1.3. Perdida de carga en las rejillas de desbaste

Por la colmatación en las rejillas del desbaste de gruesos y finos habrá en las rejillas una pérdida de carga que puede no ser despreciable.

Se utiliza el método de cálculo desarrollado en la referencia bibliográfica [1]:

$$\Delta h = k_1 \times k_2 \times k_3 \times \frac{v^2}{2g}$$

Siendo:

v	velocidad del fluido, m/s
g	aceleración de la gravedad, 9,81 m/s <sup>2</sup>
k <sub>1</sub>	100/C (C = coeficiente de atascamiento)
k <sub>2</sub>	coeficiente según la forma del barrote (0,74 en circulares)
k <sub>3</sub>	coeficiente de tablas

	$\frac{s}{s+a}$									
$\frac{z}{4} \left( \frac{2}{s} + \frac{1}{h} \right)$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	245	51,5	18,2	8,25	4	2	0,97	0,42	0,13	0
0,2	230	48	17,4	7,70	3,75	1,87	0,91	0,4	0,13	0,01
0,4	221	46	16,6	7,40	3,6	1,8	0,88	0,39	0,13	0,01
0,6	199	42	15	6,6	3,2	1,6	0,8	0,36	0,13	0,01
0,8	164	34	12,2	5,5	2,7	1,34	0,66	0,31	0,12	0,02
1	149	31	11,1	5	2,4	1,2	0,61	0,29	0,11	0,02
1,4	137	28,4	10,3	4,6	2,25	1,15	0,58	0,28	0,12	0,04
2	164	27,4	9,9	4,4	2,2	1,13	0,58	0,28	0,12	0,04

Obtención del coeficiente  $k_1$  para ambas rejillas (mismo C):

$$K_1 = 100/0,7 = 142,86$$

El coeficiente  $K_2$  es el mismo para ambas rejillas, con un valor de 0,74.

### 11.3.1.3.1. Pérdida en Reja de gruesos

Obtención de su coeficiente  $k_3$ :

$$\frac{z}{4} \left( \frac{2}{s} + \frac{1}{h} \right) = \frac{E}{4} \left( \frac{2}{E} + \frac{1}{h_{min}} \right) = \frac{60}{4} \left( \frac{2}{60} + \frac{1}{22,9} \right) = 1,15$$

$$\frac{s}{s+a} = \frac{E}{E+h_{min}} = \frac{60}{60+22,9} = 0,72$$

$$k_3 = 0,61$$

Pérdida de carga en reja de gruesos

$$\Delta h = 142,86 \times 0,74 \times 0,61 \times 1,4^2 / (2 \times 9,81) = 6,44 \text{ mca}$$

### 11.3.1.3.2. Pérdida en Reja de finos

Obtención de su coeficiente  $k_3$ :

$$\frac{z}{4} \left( \frac{2}{s} + \frac{1}{h} \right) = \frac{E}{4} \left( \frac{2}{E} + \frac{1}{h_{min}} \right) = \frac{12}{4} \left( \frac{2}{12} + \frac{1}{28} \right) = 0,61$$

$$\frac{s}{s+a} = \frac{E}{E+h_{min}} = \frac{12}{12+28} = 0,3$$

$k_3 = 15$

Pérdida de carga en reja de finos

$\Delta h = 142,86 \times 0,74 \times 15 \times 1,4^2 / (2 \times 9,81) = 158,41 \text{ mca}$

**11.3.1.4. Pozo de bombeo**

Tiene como función albergar el agua residual e impulsar ésta hasta una cota suficiente para que fluya por gravedad por el resto de procesos.

Este constará de un aliviadero de seguridad y de dos bombas sumergibles (1 + 1 de reserva).

**11.3.1.4.1. Volumen mínimo del pozo**

Datos de diseño:

- Caudal de bombeo  $Q_{\text{bombeo}} = 172 \text{ m}^3/\text{día}$
- Nº de arranques estimados  $Z = 8 \text{ arranques/día}$

$$V_{\text{bombeo-min}} = \frac{0,9 \times Q_{\text{bombeo}} \left(\frac{l}{s}\right)}{Z \left(\frac{\text{arranques}}{\text{hora}}\right)}$$

$V_{\text{bombeo-min}} = \frac{0,9 \times 1,99}{8} = 2 \text{ m}^3$

**11.3.1.4.2. Sumergencia de aspiración**

Datos de diseño:

- Caudal de bombeo  $Q_{\text{bombeo}} = 172 \text{ m}^3/\text{día}$
- Diámetro de la tubería de impulsión  $60 \text{ mm}$

$$v = \frac{4 \times Q_{\text{bomb}}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times \frac{172}{24 \times 3600}}{\pi \times 0,06^2} = 0,7 \text{ m/s}$$

Velocidad (m/s)	Sumergencia (m)
0,60	0,30
1,50	0,60
2,10	0,90
3,30	2,10
4,50	4,20

Tabla: sumergencia de aspiración

Interpolando obtenemos nuestra sumergencia de aspiración.

Sumergencia = 0,33 m

**11.3.1.4.3. Dimensiones del pozo**

Si adoptamos una altura entre arranque y parada de  $H_{p-a} = 1,6 \text{ m}$ , la altura total de lamina agua será de  $H_t = 1,6 + 0,33 = 1,93 \text{ m}$

La superficie mínima del pozo será:

$$S_{\min} = \frac{V_{\min}}{H_t} = \frac{2}{1,93} = 1,04 \text{ m}^2$$

Se escogen las dimensiones de manera que no haya problemas en el funcionamiento de las bombas dentro del pozo.

- Longitud: L = 1 m
- Ancho: A = 1,04 m
- Altura construida: h = 2 m

Las dimensiones del pozo son excesivamente pequeñas, esto se debe al bajo caudal de entrada. Por lo que se pondrán dimensiones mayores:

- Longitud: L = 2 m
- Ancho: A = 2 m
- Altura construida: h = 2 m

### 11.3.1.5. Aliviadero de seguridad

Se puede calcular las dimensiones del aliviadero de seguridad con la siguiente expresión:

$$Q_v = 1,9 \times L \times \sqrt{h^3}$$

$$L = \frac{Q_v}{1,9 \times \sqrt{h^3}}$$

$$Q_v = Q_{\text{lluvias}} = 0,009954 \text{ m}^3/\text{s}$$

Adoptando una altura de lámina de agua de 10 cm:

$$L = \frac{0,009954}{1,9 \times \sqrt{0,1^3}} = 0,166 \text{ m}$$

El aliviadero medirá pues 16,6 cm adoptando una altura de lámina de agua de 10 cm.

### 11.3.1.6. Desarenador

Aunque se recomienda un canal doble y paralelo para el funcionamiento alternativo para cada uno la mitad del caudal, se construirán un canal doble paralelo pero para cada uno el caudal total. Esto se debe a que el caudal es tan pequeño que si se hiciera cada canal de la mitad del caudal el caudal que pasaría por cada canal sería excesivamente pequeño.

Para el cálculo de este tratamiento también se tendrá en cuenta el caudal máximo.

El desarenador se escoge tipo Canal (aunque este esté cada vez más en desuso) por la pequeña población y caudal de la EDAR.

Las especificaciones que se toman son las siguientes:

## 4.1.2. Desarenado

TIPO:      □ 10.000 habitantes-equivalentes:      CANAL (en desuso)  
              > 10.000 habitantes-equivalentes:      AIREADO

TIPO CANAL:

- La velocidad de paso,  $V$ , será del orden de 0,3 - 0,4 m/seg.
- La longitud podrá ser:  $L = 20-25$  veces la altura de la lámina de agua.
- La carga hidráulica de trabajo máxima será:  $V_h = 70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hora}$ .

$$Q = 19,52 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Vh = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$S = Q / Vh = 19,52 / 50 = 0,39041 \text{ m}^2$$

$$S = 3904,1 \text{ cm}^2$$

Con un Largo de 100 cm

$$L = 100 \text{ cm}$$

El ancho sería:

$$W = 39,04 \text{ cm}$$

Para calcular la sección de paso se hace teniendo en cuenta la velocidad de paso:

$$V = 0,3 \text{ m/s}$$

$$H \times W = Q/V = \text{Sección}_{\text{paso}}$$

$$\text{Sección}_{\text{paso}} = \frac{19,52 / 3600}{0,3} = 0,01807 \text{ m}^2$$

$$\text{Sección}_{\text{paso}} = 180,7 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{\text{Sección}_{\text{paso}}}{W}$$

$$H = \frac{180,7}{39,04} = 4,63 \text{ cm}$$

Se comprueba que  $L = 20-25$  veces  $H$

$$\frac{L}{H} = 21,6$$

Una vez comprobado concluimos pues con lo siguiente. Se construirán dos desarenadores idénticos de las siguientes dimensiones:

L	100 cm
Ancho	40 cm
S	4000 cm <sup>2</sup>
Spaso	180,8 cm <sup>2</sup>
h (lamina agua	5 cm
H	50 cm
Volumen total	200000 cm <sup>3</sup>
Volumen total	0,2 m <sup>3</sup>

Comprobamos que la carga hidráulica sea inferior a la que hemos escogido como máxima,  $V_h = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$  (valor cogido por debajo de los 70 recomendados):

$$S = 4000 \text{ cm}^2 = 0,4 \text{ m}^2$$

$$V_h = \frac{Q}{S} = 19,52 / 0,4 = 48,8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

### 11.3.2. CÁLCULO OPCIÓN 1

Una vez se ha calculado el pretratamiento, común en ambas opciones, ya cabe diferenciar entre la opción 1 y la 2. Primero se pasa a calcular la opción 1, por lo que al no tener decantación primaria se calcula directamente el tratamiento biológico.

En primer lugar se efectúa pues el cálculo del proceso conjunto de eliminación de materia orgánica y nitrificación.

#### 11.3.2.1. Tratamiento biológico

Antes de realizar el cálculo se explica el criterio utilizado, ya que éste se usará en ambas opciones. Cada opción se diferenciará por los datos pero tendrá el mismo proceso de cálculo en dicho tratamiento.

##### 11.3.2.1.1. Criterio utilizado

Usamos un criterio muy utilizado, obtenido de la referencia bibliográfica [2], éste se basa en la asignación de un valor de la edad del fango. Una vez realizados los cálculos, **debe comprobarse que la carga másica pertenece a un intervalo para el cual puede asumirse una sedimentabilidad del fango adecuada**. Fijada la edad del fango se seleccionan los valores de la concentración de sólidos en el reactor (SST o SSV). En nuestro caso se seleccionan como dato los Sólidos Suspendidos Totales (SST). Para asegurar la adecuada sedimentabilidad del fango será necesario comprobar que el valor de la carga másica sea el adecuado para el proceso seleccionado.

Se dispone de los siguientes datos:

Q = Caudal a tratar, m<sup>3</sup>/día.

S<sub>TO</sub> = DQO total biodegradable del influente, g/m<sup>3</sup> o mg/l.

$S_{i0}$  = DQO soluble no biodegradable influente,  $g/m^3$ .

$N_{HT0}$  = NKT total en caudal influente,  $g/m^3$ .

$X_{SSNVO}$  = Sólidos suspendidos no volátiles en el influente,  $g/m^3$ .

$X_{SSVNB0}$  = Sólidos suspendidos volátiles no biodegradables en el influente,  $g/m^3$ .

Se seleccionan valores de:

$\theta_c$  = Tiempo de retención celular, días.

$X_{SST}$  = Concentración de sólidos suspendidos totales en el reactor,  $g/m^3$ .

Se suponen conocidos  $\mu_{mH}$ ,  $Y_H$ ,  $K_s$ ,  $b_H$ ,  $\mu_{mA}$ ,  $f_{dH}$ ,  $Y_A$ ,  $K_{NH}$ ,  $b_A$  y  $f_{dA}$  (parámetros cinéticos) y las características del agua a tratar.

Se pretende calcular:

$S_s$  = DQO soluble del efluente,  $g/m^3$ .

$S_{NH}$  = NKT soluble del efluente,  $g/m^3$ .

$X_H$  = microorganismos heterótrofos en el reactor,  $g/m^3$ .

$X_A$  = microorganismos autótrofos en el reactor,  $g/m^3$ .

$Q_{AX}$  = producción de biomasa activa e inerte,  $g/día$ .

$Q_{AX_{SST}}$  = fangos totales producidos,  $g/día$ .

$C_{mT}$  = Carga másica,  $Kg\ DBO_5/Kg\ SST/día$

$V$  = Volumen del reactor,  $m^3$ .

$R$  = relación de recirculación.

$MO_T$  = Necesidades de oxígeno,  $g/día$ .

A continuación se describen las hipótesis de cálculo y las ecuaciones.

#### 11.3.2.1.2. Hipótesis:

- No existen microorganismos en las aguas residuales sin tratar, es decir  $X_{H0} = 0$ .
- La concentración de microorganismos que se escapan con el agua efluente es despreciable ( $X_{He} = 0$ ).
- No se produce actividad microbiana en el clarificador y conducciones.
- Se produce hidrólisis total de los sustratos lentamente biodegradables, transformándose en sustratos rápidamente biodegradables (nos deja del lado de seguridad).

- Se consigue una mezcla completa en la aireación. Es decir, los valores de S y X son iguales en todos los puntos del reactor e iguales a los que se dan en el efluente.
- Se consiguen condiciones estables en todo el sistema.
- En los tanques de mezcla completa, la reacción de eliminación de sustrato viene representada por la expresión de Lawrence y Mc Carty:

### 11.3.2.1.3. Ecuaciones:

Tiempo de retención celular:

$$(ec\ 0) \quad \theta_c = \frac{VXSST}{Q\Delta XSST} = \frac{VXSSV}{Q\Delta XSSV} = \frac{VXH}{Q\Delta XH} = \frac{VXHI}{Q\Delta XHI} = \frac{VXA}{Q\Delta XA} = \frac{VXAI}{Q\Delta XAI}$$

Balance de sustrato:

$$(ec\ 1) \quad \frac{Q \times (ST0 - Ss)}{VXH} = \frac{\mu mH \times Ss}{YH \times (Ks + Ss)}$$

El NKT es consumido en el proceso de nitrificación y como nutriente para el crecimiento de bacterias autótrofas y heterótrofas. Asumiendo que un 8,7 % del peso de la biomasa es nitrógeno, el balance de NKT viene dado por:

$$(ec\ 2) \quad Q \times (NHT0 - SNH) = \frac{\mu mN \times SNH \times VXA}{YA (KNH + SNH)} + 0.087 \times Q\Delta X$$

Siendo:

$$(ec\ 3) \quad Q\Delta X = Q\Delta XH + Q\Delta XHI + Q\Delta XA + Q\Delta XAI$$

**Balance de microorganismos**

Producción de biomasa heterótrofa activa

$$(ec\ 4) \quad Q\Delta XH = \frac{VXH}{\theta_c} = Q \times YH (ST0 - Ss) - bh \times VXH$$

Producción de biomasa heterótrofa inerte (debris)

$$(ec\ 5) \quad Q\Delta XHI = \frac{VXHI}{\theta_c} = f_{DH} \times bh \times VXH$$

En régimen estacionario puede considerarse que la fracción de la materia celular que tras su muerte queda como residuo orgánico no biodegradable  $f_{DH} = 0,2$ .

Producción de biomasa autótrofa activa:

$$(ec\ 6) \quad Q\Delta XA = \frac{VXA}{\theta_c} = YA(Q(NHT0 - SNH) - 0.087 Q\Delta X) - bA VXA$$

Producción de biomasa autótrofa inerte (debris)

$$(ec\ 7) \quad Q\Delta XAI = \frac{VXAI}{\theta_c} = f_{DA} \times bA \times VXA$$

Se sabe que  $f_{DA}$ , fracción de la materia celular autótrofa que tras su muerte queda como residuo orgánico no biodegradable es igual a 0,1;

$$f_{DA} = 0,1$$

Teniendo en cuenta la definición de tiempo de retención celular (ec 0) y las ecuaciones 5 y 7, la producción total de biomasa viene dada por:

$$(ec\ 8) \quad Q\Delta X = \frac{(1 + \theta c f_{DH} bH) \times VXH + (1 + \theta c f_{DA} bA) \times VXA}{\theta c}$$

Balance de fangos

Producción de fangos totales expresados en DQO.

$$(ec\ 9) \quad Q\Delta XT = Q\Delta XI0 + Q\Delta XH + Q\Delta XHI + Q\Delta XA + Q\Delta XAI$$

Producción de fangos totales expresados en SST: biomasa activa y debris más los sólidos suspendidos no volátiles y los volátiles no biodegradables que entran al reactor.

$$(ec\ 10) \quad Q\Delta XSST = Q\ XSSNV0 + Q\ XSSVNB0 + i_{TSSXI} (Q\Delta XHI + Q\Delta XAI) + i_{TSSBM} (Q\Delta XH + Q\Delta XA)$$

Siendo:

$i_{TSSXI}$ : fracción de conversión de DQO inerte a SST.

$i_{TSSBM}$ : fracción de conversión de biomasa expresada como DQO inerte a SST.

Son prácticamente iguales y se toma un valor de  $i_{TSSXI} = i_{TSSBM} = \frac{1}{1,42}$

#### 11.3.2.1.4. Procedimiento de cálculo

A partir de las ecuaciones anteriores obtenemos:

##### DQO Biodegradable soluble en el efluente

Despejando el producto  $VX_H$  de las ecuaciones 1 y 4, e igualando los dos términos de la derecha de las dos expresiones obtenidas, es posible obtener una expresión de  $S_s$  en función del tiempo de retención y los parámetros cinéticos.

$$(ec\ 11) \quad S_s = \frac{Ks \times (\theta c^{-1} + bH)}{\mu mH - (\theta c^{-1} + bH)}$$

##### NKT soluble en el efluente

Despejando el producto  $VX_A$  de las ecuaciones 2 y 6, teniendo en cuenta la expresión 8 e igualando los dos términos de la derecha de las dos expresiones obtenidas en, se obtiene la siguiente expresión de  $S_{NH}$ :

$$(ec\ 12) \quad S_{NH} = \frac{KNH \times (\theta c^{-1} + bA)}{\mu mA - (\theta c^{-1} + bA)}$$

##### Biomasa heterótrofa producida

En primer lugar se calcula el producto  $VX_H$  despejándolo de la ecuación 4.

$$(ec\ 13)\ VXH = \frac{Q \times YH \times (ST0 - SS)}{\theta c^{-1} + bH}$$

Conocido este producto, con la ecuación 4 se calcula la producción de biomasa heterótrofa activa y con la ecuación 5 la de biomasa inerte. La suma de estos dos valores representa la producción total de biomasa.

$$(ec\ 14)\ Q\Delta XH + Q\Delta XHI = \frac{VXH}{\theta c} + fDH\ bH\ XH$$

### Biomasa autótrofa producida

Se calcula el producto  $VX_A$  despejándolo de la ecuación 6 teniendo en cuenta la 8.

$$(ec\ 15)\ VX_A = \frac{YA (Q \times \theta c (NHT0 - SNH) - 0,087 (1 + \theta c fDH\ bH) \times VXH)}{1 + 0,087 \times YA (1 + \theta c fDA\ bA) + \theta c\ bA}$$

Conocido  $VX_A$ , la producción total de biomasa autótrofa se calcula mediante:

$$(ec\ 16)\ Q\Delta XA + Q\Delta XAI = \frac{VXA}{\theta c} + fDA\ bA\ XA$$

Mediante la ecuación 10 se calcula la producción de fangos totales expresados como SST ( $Q\Delta XSST$ ).

$$(ec\ 10)\ Q\Delta XSST = Q\ XSSNV0 + Q\ XSSVNB0 + iTSSXI (Q\Delta XHI + Q\Delta XAI) + iTSSBM(Q\Delta XH + Q\Delta XA)$$

### Carga másica

Utilizando su definición:

$$(ec\ 17)\ CmT = \frac{Q \times ST0 \times f}{V \times XSST}$$

Y se comprueba que está comprendida dentro del intervalo que asegura una adecuada sedimentabilidad.

### Volumen del reactor

De la definición de tiempo de retención celular fijado el valor de  $X_{SST}$ , se obtiene directamente el valor del volumen mediante:

$$(ec\ 18)\ V = \frac{Q\Delta XSST \times \theta c}{XSST}$$

### Microorganismos en el reactor

Biomasa activa heterótrofa ( $X_H$ ): se obtienen directamente, conocidos el producto  $VX_H$  y el Volumen  $V$ .

$$(ec\ 19)\ XH = \frac{VXH}{V}$$

Biomasa activa autótrofa ( $X_A$ ): se obtienen directamente, conocidos el producto  $VX_A$  y el Volumen  $V$ .

$$(ec\ 20)\ XA = \frac{VXA}{V}$$

Debris heterótrofas ( $X_{HI}$ ): De la definición de tiempo de retención celular:

$$(ec\ 21)\ XHI = \frac{\theta c \times Q\Delta XHI}{V}$$

Debris autotrótrofas ( $X_{HA}$ ): De la definición de tiempo de retención celular:

$$(ec\ 22)\ XAI = \frac{\theta c \times Q\Delta XAI}{V}$$

### Calidad del agua de salida

DQO: Viene dada por la suma de la DQO soluble biodegradable efluente, la soluble no biodegradable y la suspendida asociada a los sólidos suspendidos que se escapan del decantador secundario ( $SS_{efl}$ ).

$SS_{efl} = 35\ mg/l$

$$(ec\ 23)\ ST = Ss + SI0 + Ssefl \times \frac{Q\Delta XT}{Q\Delta XSST}$$

DBO<sub>5</sub>: Si se conoce la relación  $f$  ( $f$  es del orden de 0.68 o 0.7) entre DBO<sub>5</sub> y DBO<sub>L</sub>, es posible estimar la DBO5 efluente del tratamiento mediante la expresión:

$$(ec\ 24)\ STDBO5 = Ss \times f + Ssefl \frac{(Q\Delta XH + Q\Delta XA) \times f}{Q\Delta XSST}$$

NKT: Se calcula como la suma del NKT soluble efluente y el suspendido asociado a los sólidos suspendidos que se escapan del decantador secundario ( $SS_{efl}$ ). Se asume que el NKT está asociado a la biomasa activa, pero no a la inerte ni a  $X_{I0}$ .

$S_{NH} < 1\ mg/l$

$$(ec\ 25)\ NHT = SNH + Ssefl \times \frac{(Q\Delta XH + Q\Delta XA)}{Q\Delta XSST} \times 0.087$$

(Relación N → DQO = 0.087)

NO: La concentración de nitratos se calcula como la suma del inicial mas el NKT oxidado, calculado mediante la ecuación 2.

$$(ec\ 26)\ SNO = SNO0 + \frac{\mu mN \times SNH \times XA}{YA \times (KNH + SNH)} \times \theta$$

Siendo  $\theta$  el tiempo de retención hidráulico:

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

### Relación de recirculación

Hay dos recirculaciones diferentes en la estación depuradora:

Una recirculación que va de la salida del reactor a la entrada, donde se encuentra la zona anóxica (interna). Esta se realiza para proporcionar los nitratos (tras la nitrificación en el reactor) necesarios en la zona anóxica para su desnitrificación.

Una recirculación que va del decantador secundario a la entrada del reactor (externa). Esta es muy importante ya que sirve para proporcionar la cantidad necesaria de fangos. Sin esta recirculación las bacterias acabarían muriendo produciéndose un cierre de la estación durante varios días.

### Recirculación externa

Según la referencia Bibliográfica [2] se puede calcular mediante las dos expresiones siguientes:

$$(ec\ 27) \quad r = \left(1 - \frac{\theta}{\theta_c}\right) \times \frac{XSST}{XTr - XSST}$$

Además:

$$(ec\ 28) \quad r = \frac{Q_r}{Q}$$

En primer lugar con la ecuación 28 Obtenemos  $Q_r$ .

En nuestro caso, damos por conocido la relación de recirculación (Bibliografía [2]) y obtenemos  $X_{Tr}$  despejando de la ecuación 27 y  $Q_r$  (Caudal recirculado) con la 28, siendo  $X_{Tr}$  los sólidos suspendidos en el fondo del decantador (en recirculación).

### Necesidades de oxígeno de las bacterias heterótrofas

La cantidad de  $O_2$  necesario para condiciones medias de caudal y DQO se obtiene aplicando un simple balance de DQO al sistema:

$$(ec\ 29) \quad MOH = Q \times (ST0 - S_s) - (QXH + QXHI)$$

### Necesidades de oxígeno de las bacterias autótrofas

$$(ec\ 30) \quad MOA = 4,57 \times Q \left( NHT0 - SNH - 0,087 \times \frac{Q\Delta X}{Q} \right) - (Q\Delta XA + Q\Delta XAI)$$

Siendo el factor 4,57, la cantidad en gramos de oxígeno necesaria para la oxidación completa de 1 g de NKT.

**Necesidades totales de oxígeno**

Vienen dadas por la suma de las necesidades para las dos poblaciones de microorganismos:

$$(ec\ 31)\ MOT = MOH + MOA$$

**11.3.2.2 Tratamiento biológico (1): Fangos activados aireación prolongada**

Una vez explicado el criterio se calcula el tratamiento para la opción 1, Fangos activados con aireación prolongada.

**11.3.2.2.1. Datos(1)**

En primer lugar procedemos a obtener todos los datos, en este tratamiento utilizamos el caudal medio (global):

$$Q = 172\ m^3/día$$

Se sabe que la DQO es aproximadamente el doble de la DBO<sub>5</sub>.

$$DBO_5 = 333,33\ mg/l$$

$$DQO = 666,66\ mg/l$$

La unidad de medida de mg/l equivale a la de g/m<sup>3</sup>.

El 80% aproximadamente de la DQO en las aguas residuales es la porción biodegradable. Además el 10 % de la DQO de entrada forma la parte de la porción soluble no biodegradable.

$$S_{T0} = 0,8 \times 666,66 = 533,33\ g/m^3$$

$$S_{10} = 0,1 \times 666,66 = 66,67\ g/m^3$$

En cuanto a los sólidos en suspensión se conoce:

- Fracción volátil de los SS: 80 %
- Fracción biodegradable de los SSV (volátiles) : 70 %

$$SST_{inf} = 333,33\ mg/l$$

$$X_{SSV} = 0,8 \times 333,33 = 266,67\ mg/l$$

$$X_{SSNV0} = 333,33 - 266,67 = 66,67\ mg/l$$

$$X_{SSVBO} = 0,7 \times 266,67 = 186,67\ mg/l$$

$$X_{SSVNBO} = 266,67 - 186,67 = 80\ mg/l$$

$$N_{HT0} = 50\ mg/l\ (\text{valor aceptado para las cargas dadas})$$

Se escoge un valor de  $\theta_c = 25$  días ya que es un valor comprendido entre los tiempos en el proceso de oxidación total o aireación prolongada. Este valor debe oscilar entre 20 y 30 días.

Asimismo, se escoge un valor recomendado en la misma tabla de los Sólidos suspendidos totales en el reactor ( $X_{SST}$ ). Este valor debe estar comprendido entre 3 y 6 Kg de SST/m<sup>3</sup>. Se escoge un valor de 6 kg/m<sup>3</sup>, lo que equivale a 6000 g/ m<sup>3</sup>.

$X_{SST} = 6000 \text{ mg/l}$

Ambos valores se escogen de la siguiente tabla donde se muestran los valores habituales:

. Valores medios de los parámetros en procesos de fangos activados

PROCESO	$\theta_c$ (a)	$C_m$ (b)	$C_v$ (c)	$X_T$ (d)	$\theta$ (e)	r
Oxidación total	20 - 30	0.05 - 0.15	0.1 - 0.4	3 - 6	18 - 36	0.75 - 1.50
Alta carga	5 - 10	0.4 - 1.5	1.6 - 1.6	4 - 10	0.5 - 2	1.0 - 5.0
Convencional (mezcla com.)	5 - 15	0.2 - 0.6	0.8 - 2.0	2.5 - 4.5	3 - 9	0.25 - 1.0
Convencional (flujo en pistón)	5 - 15	0.2 - 0.4	0.3 - 0.6	1.5 - 3.0	4 - 8	0.25 - 0.5
Aireación proporcional	0.2 - 0.5	1.5 - 5	1.2 - 2.4	0.2 - 1.0	1.5 - 3	0.05 - 0.15
Canales de oxidación	10 - 30	0.05 - 0.30	5 - 30	3 - 6	8 - 36	0.75 - 1.50

(a) días, (b) kg DBO<sub>5</sub> /kg SST·d, (c) kg DBO<sub>5</sub> /m<sup>3</sup>/d, (d) kg SST/m<sup>3</sup>, (e) horas, (f) NKT: SSVLM.

Por otra parte se calculan los parámetros cinéticos  $\mu_{mH}$ ,  $Y_H$ ,  $K_s$ ,  $b_H$ ,  $f_H$ ,  $\mu_{mA}$ ,  $Y_A$ ,  $K_{NH}$  y  $b_A$ :

De la la referencia bibliográfica [2], se obtienen los siguientes valores:

$\mu_{mH} = 4 \text{ días}^{-1}$

$Y_H = 0,6 \text{ g DQO cel./g DQO eliminada}$

$K_s = 10 \text{ gDQO/m}^3$

$b_H = 0,2 \text{ días}^{-1}$

Además se sabe:

$f_{dH} = 0,2$

Por otro lado sustituyendo en las expresiones de la tabla que se muestra a continuación, también obtenida de la referencia bibliográfica 2, con una temperatura media de 23°C y una cantidad de oxígeno disuelto de 1 g/m<sup>3</sup>, obtenemos los valores de:

Expresiones de los parámetros del proceso de nitrificación para aguas residuales urbanas

Parámetro	Base	Expresión
$\mu_{mA}$	$d^{-1}$	$1.111^{(T-20)} OD/(0.5+OD)$
$Y_A$	$g \text{ cel (DQO)}/g \text{ N-NH}_4^+$	0.24
$b_A$	$d^{-1}$	$0.15 \cdot 1.111^{(T-20)}$
$K_{NH}$	$g \text{ N-NH}_4^+/m^3$	1.0

OD: Oxígeno disuelto en  $g/m^3$ .

T: temperatura en  $^{\circ}C$ .

$$\mu_{mA} = 0,914$$

$$Y_A = 0,24$$

$$K_{NH} = 1$$

$$b_A = 0,206$$

Además se sabe:

$$f_{dA} = 0,1$$

Con todos los datos necesarios y utilizando las ecuaciones del apartado de procedimiento de cálculo obtenemos todos los valores deseados.

## 11.3.2.2.2. Resultados (1)

TABLA DE RESULTADOS

ec 11	$S_s$	0,63829787 g/m <sup>3</sup>
ec 12	SNH	0,36752721 g/m <sup>3</sup>
ec 13	VXH	229058,865 g
ec 15	VXA	6746,75886 g
ec 14	$Q\Delta XH$	9162,35461 g/día
ec 16	$Q\Delta XA$	269,870354 g/día
ec 14	$Q\Delta XHI$	9162,35461 g/día
ec 16	$Q\Delta XAI$	138,780556 g/día
Suma de anteriores	$Q\Delta XT$	18733,3601 g/día
ec 10	$Q\Delta XSST$	38419,1738 g/día
ec 17	$CmT$	0,06494535 Kg DBO <sub>5</sub> /KgSST/día
ec 18	V	160,079891 m <sup>3</sup>
ec 21	XHI	1430,90343 g/m <sup>3</sup>
ec 22	XAI	21,6736399 g/m <sup>3</sup>
ec 19	XH	1430,90343 g/m <sup>3</sup>
ec 20	XA	42,1461985 g/m <sup>3</sup>
ec 29	Moh	73298,8369 g/día
ec 30	Moa	31156,2613 g/día
ec 31	Mot	104455,098 g/día
ec 27	Xtr	10813,8606 g/m <sup>3</sup>
ec 28	Qr	206,4 m <sup>3</sup> /día

En primer lugar se comprueba que el valor de la carga másica comprenda un valor normal. Este para el proceso de oxidación total debe comprender un valor entre 0,05 y 0,15. La carga másica en nuestro caso es de 0,065 por lo que sí es un valor normal.

El Volumen (V) es el volumen útil a instalar, las necesidades de oxígeno medias ( $M_{OT}$ ), a partir de estas calcularemos las necesidades punta, las cuales nos servirán para calcular los equipos de aireación. Por otra parte, los fangos en el fondo del decantador ( $X_{Tr}$ ) y el caudal recirculado (Q<sub>r</sub>) es un dato a utilizar en tratamientos posteriores, además este se ha calculado eligiendo una tasa de recirculación adecuada, esta tiene el valor del 120%.

$$Re=120\%$$

Se comprueba que los resultados sean correctos. Para ello utilizamos un programa de ordenador. Es un programa de cálculo muy simple. Se le introducen las ecuaciones a utilizar, los datos de los que dispones y este comprueba que el número de variables desconocidas (incógnitas) sea el mismo que el de ecuaciones. En caso de que el número de ecuaciones sea mayor y se pueda resolver el sistema de ecuaciones el programa resuelve todas las incógnitas.

### 11.3.2.2.3. Comprobación con EES:

"Equations Window"

```
"Datos"  
Q=172  
ST0=533,33  
SI0=66,67  
XSSNV0=66,67  
XSSVNB0=80  
Nht0=50  
SSef=30  
TECTAc=25  
XSST=6000  
umh=4  
Yh=0,6  
Ks=10  
bh=0,2  
fdh=0,2  
uma=0,91422  
Ya=0,24  
KNH=1  
ba=0,2056  
fda=0,1  
f=0,68  
r=1,2
```

"ecuaciones"

$S_s = K_s \cdot (TECTAc^{(-1)} + bh) / (umh - (TECTAc^{(-1)} + bh))$   
 $Snh = KNH \cdot (TECTAc^{(-1)} + ba) / (uma - (TECTAc^{(-1)} + ba))$   
 $VXH = Q \cdot Yh \cdot (ST0 - S_s) / (1 / TECTAc + bh)$   
 $VXA = (Ya \cdot (Q \cdot TECTAc \cdot (Nht0 - Snh) - 0,087 \cdot (1 + TECTAc \cdot fdh \cdot bh) \cdot VXH)) / (1 + 0,087 \cdot Ya \cdot (1 + TECTAc \cdot fda \cdot ba) + TECTAc \cdot ba)$   
 $Q?XH = VXH / TECTAc$   
 $Q?XA = VXA / TECTAc$   
 $Q?XHi = fdh \cdot bh \cdot VXH$   
 $Q?XAi = fda \cdot ba \cdot VXA$   
 $Q?X = Q?XH + Q?XHi + Q?XA + Q?XAi$   
 $iTSSXi = 0,70422$   
 $iTSSBM = 0,70422$   
 $Q?XSST = Q \cdot (XSSNV0 + XSSVNB0) + iTSSXi \cdot (Q?XHi + Q?XAi) + iTSSBM \cdot (Q?XH + Q?XA)$   
 $Cmt = Q \cdot ST0 \cdot f / TECTAc / Q?XSST$   
 $V = Q?XSST \cdot TECTAc / XSST$   
 $XHi = Q?XHi \cdot TECTAc / V$   
 $XAi = Q?XAi \cdot TECTAc / V$   
 $XH = VXH / V$   
 $XA = VXA / V$   
 $Moh = Q \cdot (ST0 - SS) - (Q?XH + Q?XHi)$   
 $Moa = 4,57 \cdot Q \cdot (Nht0 - Snh - 0,087 \cdot Q?X / Q) - (Q?XA + Q?XAi)$   
 $Mot = Moa + Moh$   
 $Stdbo = S_s \cdot f + SSeff \cdot (Q?XH + Q?XA) \cdot f / Q?XSST$   
 $NHT = Snh + SSeff \cdot (Q?XH + Q?XA) / Q?XSST \cdot 0,087$   
 $SNO0 = 0$   
 $TECTA = V / Q$   
 $umn = uma$   
 $SNO = SNO0 + umN \cdot Snh \cdot XA / (Ya \cdot (KNH + Snh)) \cdot TECTA$   
 $Xtr = (1 - TECTA / TECTAc) \cdot XSST / r + XSST$   
 $Qr = r \cdot Q$

"Solutions"

ba = 0,2056	bh = 0,2	Cmt = 0,06494	f = 0,68	fda = 0,1
Moa = 31156	Moh = 73298	Mot = 104455	NHT = 1,008	Nht0 = 50
Q?XHi = 9162	Q?XSST = 38420	Qr = 206,4	r = 1,2	SIO = 66,67
ST0 = 533,3	Stdbo = 5,442	TECTA = 0,9307	TECTAc = 25	uma = 0,9142
XA = 42,16	XAi = 21,67	XH = 1431	XHi = 1431	XSSNV0 = 66,67
fdh = 0,2	iTSSBM = 0,7042	iTSSXi = 0,7042	KNH = 1	Ks = 10
Q = 172	Q?X = 18733	Q?XA = 270	Q?XAi = 138,8	Q?XH = 9162
Snh = 0,3673	SNO = 40,16	SNO0 = 0	Ss = 0,6383	SSeff = 30
umh = 4	umn = 0,9142	V = 160,1	VXA = 6750	VXH = 229057
XSST = 6000	XSSVNB0 = 80	Xtr = 10814	Ya = 0,24	Yh = 0,6

## Comparación

$S_s = 0,6383$	$S_s$	0,63829787 g/m <sup>3</sup>
$S_{nh} = 0,3673$	SNH	0,36752721 g/m <sup>3</sup>
$V_{XH} = 229057$	VXH	229058,865 g
$V_{XA} = 6750$	VXA	6746,75886 g
$Q_{?XH} = 9162$	$Q_{\Delta XH}$	9162,35461 g/día
$Q_{?XA} = 270$	$Q_{\Delta XA}$	269,870354 g/día
$Q_{?XHi} = 9162$	$Q_{\Delta XHi}$	9162,35461 g/día
$Q_{?XAi} = 138,8$	$Q_{\Delta XAi}$	138,780556 g/día
$Q_{?X} = 18733$	$Q_{\Delta X}$	18733,3601 g/día
$Q_{?XSST} = 38420$	$Q_{\Delta XSST}$	38419,1738 g/día
$C_{mt} = 0,06494$	$C_{mT}$	0,06494535 Kg DBO <sub>5</sub> /KgSST/día
$V = 160,1$	V	160,079891 m <sup>3</sup>
$X_{Hi} = 1431$	XHi	1430,90343 g/m <sup>3</sup>
$X_{Ai} = 21,67$	XAi	21,6736399 g/m <sup>3</sup>
$X_H = 1431$	XH	1430,90343 g/m <sup>3</sup>
$X_A = 42,16$	XA	42,1461985 g/m <sup>3</sup>
$M_{oh} = 73298$	Moh	73298,8369 g/día
$M_{oa} = 31156$	Moa	31156,2613 g/día
$M_{ot} = 104455$	Mot	104455,098 g/día
$X_{tr} = 10814$	Xtr	10813,8606 g/m <sup>3</sup>
$Q_r = 206,4$	Qr	206,4 m <sup>3</sup> /día

Verificamos así que los cálculos están realizados correctamente ya que los valores se van por decimales. Los cálculos más correctos serían los obtenidos en la primera tabla ya que este no arrastra ningún error por decimales.

La zona anóxica y la recirculación interna se calcula a parte con un criterio sacado de la referencia bibliográfica [1].

#### 11.3.2.2.4. Zona anóxica (1)

Se escogen las siguientes relaciones:

$$V_{desnitri}/V_{tot} = 0,2$$

$$V_{nitri} / V_{tot} = 0,8$$

Para calcular el volumen anóxico en primer lugar hay que calcular los nitratos desnitrificados diariamente. Para ello se necesita conocer la capacidad de desnitrificación. En la referencia bibliográfica [1] se encuentra la siguiente tabla mostrada a continuación donde se incluye la variación de dicha capacidad en función de la relación entre los Volúmenes de desnitrificación y el tanque.

Desnitrificación	Capacidad de desnitrificación en Kg N_NO3/Kg DBO5	
VD/VR	Desnitrificación previa	Desnitrificación simultanea
0,2	0,07	0,05
0,3	0,1	0,08
0,4	0,12	0,11
0,5	0,14	0,14

Capacidad de desnitrificación en función del ratio VD/VR

En primer lugar se calcula la concentración de Nitratos, ésta se puede calcular con la suma inicial de nitratos más el NKT oxidado, calculado mediante la ecuación 26 descrita en este apartado anteriormente.

Sustituyendo en dicha expresión teniendo en cuenta que los nitratos a la entrada son igual a cero:

$$S_{NO} = 40,16 \text{ mg/l}$$

Para calcular la cantidad de N\_NO3 desnitrificado se hace lo siguiente:

$$N_{NO3} \text{ (Kg N}_{NO3}/d) = \text{Capacidad (Kg N}_{NO3}/\text{Kg DBO5)} \times \text{Carga DBO5 (Kg DBO5/d)}$$

Se pasa a mg/l multiplicando este valor por 1000 y dividiendo por el caudal medio.

$$N_{NO3} \text{ (mg/l)} = N_{NO3} \text{ (Kg N}_{NO3}/d) \times 1000 / Q_{med}$$

Una vez calculado el Nitrógeno nítrico eliminado se puede calcular fácilmente el que habrá en la salida (efluente) realizando una resta entre S NO y N\_NO3 eliminado.

$$N_{NO3} \text{ salida (mg/l)} = S_{NO} - N_{NO3}$$

Se sabe que dicho valor en el efluente no puede superar los 20 mg/l. En la siguiente tabla calculamos el N\_NO3 a la salida para todos los valores de Capacidad de desnitrificación (previa) en función del ratio VD/Vr:

Vd/Vr	Capacidad de desnitrificación (KgN_NO3/KgDBO5)	N_NO3 desnitrificado (KgN_NO3/d)	N_NO3 desnitrificado (mg/l)	N_NO3 salida	>20(mg/l) ?
0,2	0,07	4,013333333	23,33333333	16,82354451	Correcto
0,3	0,1	5,733333333	33,33333333	6,823544506	Correcto
0,4	0,12	6,88	40	0,156877839	Correcto
0,5	0,14	8,026666667	46,66666667	-6,50978883	Correcto

Como se ve en la siguiente tabla con un 20 % de Volumen anóxico respecto al total sería suficiente. De hecho, con un 50 % de Volumen de anoxia estaríamos excediendo el Volumen necesario ya que nos da negativo el  $N_{NO3}$  de la salida.

Se necesitaría pues un Volumen anóxico de las siguientes dimensiones

$$V_{TOTAL} = V_{nitri} / 0,8 = V_{aireacion} / 0,8$$

$$V_{TOT} = 160,1 / 0,8 = 200,125 \text{ m}^3$$

$$S_{TOT} = 57,18 \text{ m}^2$$

$$V_{anox} = 200,125 \times 200,125 = 40 \text{ m}^3$$

Con  $h = 3,5 \text{ m}$

$$S_{anox} = 40 / 3,5 = 11,43 \text{ m}^2$$

### 11.3.2.2.5. Recirculación interna (1)

Según la Referencia Bibliográfica [1] se calcula resolviendo las siguientes ecuaciones:

$$S_{NO} \text{ (Kg/día)} = S_{NO} \text{ (mg/l)} / 1000 * Q_{med} \text{ (m}^3/d)$$

$$r_i = 1 / (1 - \text{Capacidad} / (S_{NO} \text{ (Kg/día)} / \text{DBO}_5)) - 1$$

$$Q_{ri} = r_i * Q$$

$$S_{NO} = 6,91 \text{ Kg/día}$$

$$R_i = 1,387$$

$$Q_{ri} = 238,55 \text{ m}^3/\text{día}$$

### 11.3.2.3 Aireación (1)

Se proceden a calcular los equipos de aireación necesarios en el tanque, para ello primero se calculan las necesidades de oxígeno punta.

#### 11.3.2.3.1. Necesidades de oxígeno (1)

La necesidad media ya la tenemos calculada:

$$O_r = MOT = 104,46 \text{ Kg O}_2/\text{día}$$

La punta se obtendría multiplicando las necesidades media para síntesis por un factor de 1,85 y luego sumar a esta las necesidades medias para respiración endógena. Como nosotros tenemos calculada la total, vamos a multiplicar el total por este factor ya que estamos del lado de seguridad.

$$O_{rpunta} = 104,46 \times 1,85 = 193,24 \text{ Kg O}_2/\text{día}$$

Lo que equivale unas necesidades media y punta de 4,35 y 8,05 Kg O<sub>2</sub>/ día respectivamente.

### 11.3.2.3.2. Capacidades de oxigenación (1)

Dado que O<sub>r</sub> son las necesidades de oxígeno en condiciones reales, y el aporte específico de los sistemas viene referido a condiciones standard de laboratorio, se hace necesario conocer la capacidad de oxigenación O.C. requerida.

$$O.C. = O_r \times \frac{C_s^{*10}}{C_s - C_L} \times \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} \times \frac{P_o}{P_h} \times \frac{1}{\alpha}$$

Siendo:

- C<sub>s</sub><sup>\*10</sup> = Concentración de saturación de oxígeno en agua pura a 10 °C. Su valor es: 11,33 mg/l
- C<sub>s</sub> = Concentración de saturación de oxígeno en la cuba de aireación a la temperatura del licor mezcla.
- C<sub>L</sub> = Concentración de oxígeno a mantener en el licor mezcla: 2 mg/l
- D<sub>10</sub> y D<sub>T</sub> = Coeficientes de difusión a 10 C y T C (m<sup>2</sup>/s).  
para:
- P<sub>o</sub> = Presión atmosférica al nivel del mar = 760mm Hg
- P<sub>h</sub> = Presión atmosférica a la altitud de la E.D.A.R.

Además se sabe que α es el coeficiente de intercambio entre licor y agua pura. Éste tiene el valor de 0,9 para aireadores de superficie y oscila entre 0,6 y 0,7 para difusores de burbuja fina.

Para obtener C<sub>s</sub> se escoge un valor para nuestra temperatura, 23 °C, en la siguiente tabla y multiplicando ese valor por 0,95 obtenemos C<sub>s</sub>:

10	11,33	10,73	10,13	9,55	8,98
11	11,08	10,49	9,92	9,35	8,80
12	10,83	10,28	9,72	9,17	8,62
13	10,60	10,05	9,52	8,98	8,46
14	10,37	9,85	9,32	8,80	8,30
15	10,15	9,65	9,14	8,63	8,14
16	9,95	9,46	8,90	8,47	7,99
17	9,74	9,26	8,78	8,30	7,84
18	9,54	9,07	8,62	8,15	7,70
19	9,35	8,89	8,45	8,00	7,56
20	9,17	8,73	8,30	7,86	7,42
21	8,99	8,57	8,14	7,71	7,28
22	8,83	8,42	7,99	7,57	7,14
23	8,68	8,27	7,85	7,43	7,00
24	8,53	8,12	7,71	7,30	8,67

$$C_s = 0,95 \times 8,68 = 8,246$$

Por otro lado se recogen valores del siguiente término de la ecuación para calcular O.C.

VALORES DEL TÉRMINO  $\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$

T °C	5	6	7	8	9	10	11	12
$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$	1,0977	1,0774	1,0575	1,038	1,0188	1,000	0,9815	0,9634
T C	13	14	15	16	17	18	19	20
$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$	0,9456	0,9281	0,9110	0,8941	0,8776	0,8614	0,8455	0,8299
T C	21	22	23	24				
$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$	0,8145	0,7995	0,7847	0,7702				

En nuestro caso:

$$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} = 0,7847$$

$$P_0 = 760 \text{ mm de Hg}$$

Falta por conocer la presión en la planta, es decir, con una altitud equivalente a la de la Llosa. Esto se calcula de la siguiente manera:

En primer lugar, se necesita conocer la altitud de la Llosa. Con esta altitud se obtendrá la Presión en la unidad de medida del Sistema Internacional, el Pascal, y este valor se pasará a milímetros de mercurio.

$$\text{Altitud} = 19 \text{ m}$$

Formula:

$$P(z) = P_0 \times e^{-\alpha \times z}$$

Siendo  $\alpha$  una constante con valor de  $1.19 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ .

Sustituyendo:

$$P(z) = 101325 \times e^{-1.19 \times 10^{-5} \times 19} = 101302,093 \text{ Pa}$$

$$P_h(z) = 759,828 \text{ mm Hg}$$

Una vez calculado esto, podemos proceder al cálculo de la capacidad de oxigenación

$$O.C. = Or \times \frac{C_s^{*10}}{C_s - C_L} \times \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} \times \frac{P_0}{P_h} \times \frac{1}{\alpha}$$

Siendo en este caso  $\alpha$  el coeficiente de intercambio entre licor y agua pura con valor de 0,9 ya que se trata de aireadores de superficie.

$$O.C. = Or \times \frac{11,33}{8,246 - 2} \times 0,7847 \times \frac{760}{759,828} \times \frac{1}{0,9}$$

$$O.C. = Or \times 1,582$$

Lo que equivale a un coeficiente de transferencia (Or/O.C.) de 0,632.

Multiplicando las necesidades media y punta por el factor calculado (1,582) obtenemos las capacidades de oxigenación media y punta:

Capacidad de oxigenación media 6,89 Kg O<sub>2</sub>/hora

Capacidad de oxigenación punta 12,74 Kg O<sub>2</sub>/hora

### 11.3.2.3.3. Equipos de aireación (1)

Se han escogido aireadores de superficie. A pesar de que presentan una eficacia de transferencia de oxígeno menor que los difusores y que tienen un peor control de la oxigenación, se eligen estos porque la eficacia en la transferencia sigue siendo relativamente elevada y por su fácil y económico mantenimiento.

Teniendo en cuenta que el aporte específico de las turbinas existentes en el mercado oscila entre 1,8 y 2 Kg O<sub>2</sub>/Kwh y que el rendimiento del conjunto motor reductor puede cifrarse en 0,9.

Aporte específico 1,9 Kg O<sub>2</sub>/Kwh

Rendimiento 0,9

$$P(KW) = \frac{O. C. punta \left( \frac{Kg O_2}{hora} \right)}{Aporte específico \left( \frac{Kg O_2}{Kwhora} \right)} \times \frac{1}{\eta}$$

$$P(KW) = \frac{12,74 \left( \frac{Kg O_2}{hora} \right)}{1,9 \left( \frac{Kg O_2}{Kwhora} \right)} \times 0,9 = 7,45 KW$$

$$P(CV) = 10,12 CV$$



Equipos para tratamiento de aguas  
y reciclaje de residuos  
Estructuras y calderería

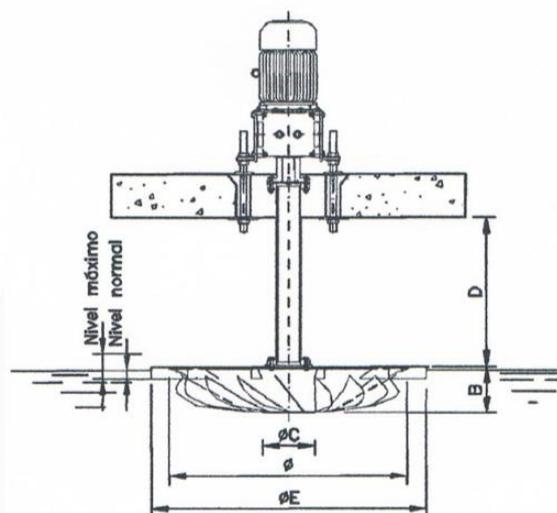
## AIREADORES

EQUIPOS NORMALIZADOS

TUR

Talleres HIDROMETALICA, fabrica de acuerdo con la normativa de la directriz de la Comunidad Europea "Máquinas 89/395/CEE, y con sus modificaciones y adiciones según las directivas 91/368 y 93/44, una gran variedad de Aireadores superficiales de Turbina, con las ventajas de:

- ✓ Máxima aportación del oxígeno necesario
- ✓ Baja potencia instalada con máximo rendimiento
- ✓ Especialmente diseñados para fangos activados



REF <sup>a</sup>	Pi Cv	Φ mm	B mm	D mm	Φ C mm	Φ E mm	Rotor r.p.m	Oxigen KgO <sub>2</sub> /h	Q m <sup>3</sup> /min	Nivel Normal mm	Nivel Max mm	Φ Salpicad mm
TUR-3	3	800	155	1500	270	960	80	5.3	20	35	110	3.6
TUR-5	5.5	900	175	1500	300	1080	100	9.6	28	40	115	3.6
TUR-7	7.5	1000	190	1500	350	1200	110	13.2	36	42	120	4.2
TUR-10	10	1140	215	1500	400	1380	130	17.6	44	45	135	4.2
TUR-15	15	1250	230	1500	450	1490	72	25.3	48	50	160	4.5
TUR-20	20	1250	230	1500	450	1490	77	34.5	60	55	170	5.4
TUR-25	25	1530	280	1750	550	1860	44	42.5	80	58	180	5.4
TUR-30	30	1650	304	1750	600	2024	48	50.6	100	60	190	5.4

Mirando la tabla anterior (catálogo de Aireadores superficiales de turbina en hidrometalica.com) escogemos el aireador a usar. Con dos unidades con referencia TUR-5 serían suficiente ya que equivaldría a una potencia de 11 CV (mayor que 10,12 CV) y a un oxígeno proporcionado de 19,2 Kg O<sub>2</sub>/hora (mayor que 12,74 Kg O<sub>2</sub>/hora). Se instalarían con variadores de frecuencia para poder variar la velocidad de giro de la turbina y con ello el aporte.

Se comprueba que el nivel de agitación sea el adecuado para el licor mezcla:

- **Nivel de agitación.** Se pueden utilizar las siguientes fórmulas, en el caso de aireadores superficiales:

$$P = 0,004 \times \text{MLSS} + 5 \quad (\text{MLSS} \leq 2.000 \text{ mg/l})$$

$$P = 8,125 \ln \text{MLSS} - 48,75 \quad (\text{MLSS} > 2.000 \text{ mg/l})$$

Siendo: P = potencia, en W/m<sup>3</sup>, luego en nuestro caso:

MLSS son los sólidos suspendidos en el licor mezcla, es decir, lo que se ha denominado como X<sub>SST</sub>.

En este caso pues utilizaríamos la segunda fórmula:

$$P(\text{específica}) = 8,125 \times \ln(X_{SST}) - 48,75$$

$$P(\text{específica}) = 8,125 \times \ln(6000) - 48,75 = 21,93 \text{ W/m}^3$$

Para calcular la potencia necesaria para tener un nivel de agitación suficiente basta con multiplicar la calculada (P<sub>específica</sub>) con el Volumen útil del reactor.

$$P = 21,93 \times 160,1 = 3511 \text{ W} = 3,51 \text{ KW}$$

Como la Potencia instalada será de 11CV y ésta es mayor a la necesaria (3,51 KW) el nivel de agitación en el reactor será adecuado.

Se propone pues un tanque de 160,1 m<sup>3</sup> de Volumen útil con dos turbinas TUR-5 de 5,5 CV de vapor cada una. Se pasa a calcular las dimensiones del tanque.

$$V=160,1 \text{ m}^3$$

Calado útil (altura útil) = 3,5 m

Se decide construir con una altura de 3,5 metros ya que esta es un calado razonable para los aireadores de superficie.

$$A = 160,1 / 3,5 = 45,74 \text{ m}^2$$

Por lo que se propone un tanque con una superficie de  $46 \text{ m}^2$ . Las dimensiones se escogerán teniendo en cuenta que deben caber los dos aireadores de superficie de turbina y que deben estar bien repartidos en tanque ya que se trata de un tratamiento por fangos activados de aireación prolongada con mezcla completa.

#### 11.3.2.4. Dimensiones del tanque de aireación prolongada

Sólo se calculan las dimensiones en esta opción porque será la opción elegida finalmente.

Sabiendo el ancho del tanque de aireación, se calcula la Longitud de la zona de anoxia para la desnitrificación.

$$V_{\text{aireación}} = 160,1 \text{ m}^3$$

$$H = 3,5 \text{ m}$$

$$S_{\text{aireación}} = 45,74 \text{ m}^2$$

Se sabe que las turbinas ocuparan 1080 mm.

$$E = 1,08 \text{ m}$$

Se decide que el ancho sea tal que por cada lado de la turbina haya un espacio de 2 metros. Lo que equivale a un total de:

$$\text{Ancho} = 1,08 + 2 + 2 = 5,08 \text{ m}$$

Por lo que la Longitud del tanque con aireación será:

$$L_{\text{aireación}} = 45,74 / 5,08 = 9 \text{ m}$$

Se colocara cada turbina de manera que este en medio del ancho del tanque de aireación dejando 2 metros en cada lado y en las posiciones longitudinales siguientes:

$$9 - 2 \times 1,08 = 6,84 \text{ m}$$

$$6,84 / 4 = 1,71 \text{ m}$$

Se colocará la primera a 1,71 m del principio del tanque y otra a 1,71 m del final del tanque, dejando una distancia entre turbinas de  $2 \times 1,71 \text{ m} = 3,42 \text{ m}$ .

Siendo la suma de la longitud ocupada por las turbinas y el espacio sobrante 9 m:

$$2 \times 1,08 + 4 \times 1,71 = 9 \text{ m}$$

El tanque anóxico entonces ocupará las siguientes dimensiones:

$$S_{\text{anox}} = 11,43 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{anox}} = 11,43 / 5,08 = 2,25 \text{ m}$$

### **Dimensiones reactor (1):**

Longitud anóxica	2,25	m
Longitud aireación	9	m
Anchura	5,08	m
altura útil	3,5	m
Volumen útil anóxico	40,005	m <sup>3</sup>
Volumen útil aireación	160,02	m <sup>3</sup>

### **11.3.2.5. Decantación secundaria (1)**

En un decantador secundario pueden distinguirse cuatro zonas funcionales, (ATV-A131).

De clarificación, debiendo ser su altura útil mayor o igual que 0,5 metros,  $h_1=0,5 \text{ m}$ .

De separación de la mezcla (agua-fango), cuya altura útil  $h_2$  viene dada por la siguiente expresión:

$$h_2 = \frac{0,5 \times qA \times (1 + RV)}{1 - \frac{CSV}{1000}}$$

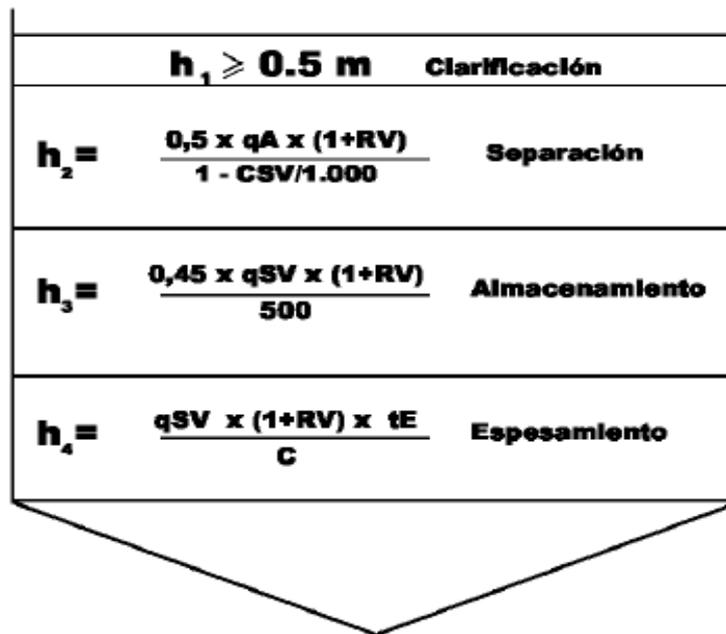
De almacenamiento, cuyo objeto es mantener el rendimiento del proceso biológico, en caso de lluvia y con red unitaria. Su altura útil se calcula como:

$$h_3 = \frac{0,45 \times qSV \times (1 + RV)}{500}$$

De espesamiento y barrido, cuyo calado  $h_4$  se calcula con la siguiente expresión:

$$h_4 = \frac{qSV \times (1 + RV) \times tE}{C}$$

# S



Estando todas las alturas referidas a los 2/3 del radio (o longitud de flujo), y siendo:

$qSV$  La carga volumétrica de fangos máxima, siendo este valor  $450 \text{ l/m}^2/\text{h}$ , si se quiere tener un contenido de SS en el efluente de  $20 \text{ mg/l}$ .

$CSV$  Es el Volumen comparativo de fangos, este se calcula:

$$CSV \left( \frac{ml}{l} \right) = X_{SST} \times SVI$$

$qA$  La carga hidráulica superficial, se calcula como:

$$qA \left( \frac{m}{h} \right) = \frac{qSV}{CSV}$$

$RV$  el porcentaje de recirculación del licor mixto. Es lo que se ha llamado en el cálculo del tratamiento biológico como  $r$ .

$$RV = r = 120\%$$

$C$  Es la concentración de la zona de espesamiento, su expresión es:

$$C \left( \frac{l}{m^3} \right) = 300 \times tE + 500$$

$tE$  Es el tiempo de espesamiento expresado en horas, para obtener una concentración de sólidos DSTF en el fondo del decantador que permita una concentración DSRS (cuyo valor osci-

la entre 0,7 y 0,8 DSTF en el caso de rasquetas y entre 0,5 y 0,7 DSTF si el sistema es de succión), en el caudal de recirculación. Viene dado por la expresión:

$$tE(h) = \left( \frac{DSTF \times SVI}{1000} \right)^3$$

El dato que hemos llamado  $X_{Tr}$  es el que se recircula ya que calcula efectuando un balance de SST entre la entrada y la salida del reactor, equivale a DSRS.

Se dimensiona el decantador secundario para la opción.

Se calculan los parámetros para sustituirlos más tarde en las ecuaciones de las diferentes alturas:

$$q_{SV} = 450 \text{ l/m}^2/\text{h}$$

$$M = 6 \text{ g/l}$$

$$SVI = 100 \text{ ml/g}$$

$$CSV = 100 \times 6 = 600 \text{ ml/l}$$

$$q_A = 450/600 = 0,75 \text{ m/h}$$

$$r = 1,2$$

$$DSRS = X_{Tr} = 11 \text{ g/l}$$

$$DSTF = DSRS/0,8 = 13,75 \text{ g/l}$$

$tE = 2$  horas (El valor que se obtiene con la fórmula es mayor de dos por lo que se toma un valor de 2 horas ya que no conviene superar dicho valor)

$$C = 1100 \text{ l/m}^3$$

Con los valores anteriores se obtiene:

$$S = Q_{max}/q_A = 19,52/0,75 = 26,03 \text{ m}^2.$$

$$\text{Radio} = 2,88 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro} = 5,76 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,06 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,891 \text{ m}$$

$$h_4 = 1,8 \text{ m}$$

$$h_t = 5,25 \text{ m}$$

Con una pendiente del fondo del 10 %, el calado en la vertical del vertedero sería:

$$D_h = \text{Radio} \times 0,1 \times 1/3 = 2,88 \times 0,1 \times 1/3 = 0,096 \text{ m}$$

Quedando un calado vertical de  $5,25 - 0,096 = 5,16 \text{ m}$

Se adopta un decantador de las siguientes características:

<b>Diámetro</b>	<b>5,8 m</b>
<b>Superficie</b>	<b>26,42 m<sup>2</sup></b>
<b>Calado en la vertical del vertedero</b>	<b>5,16 m</b>
<b>Volumen unitario</b>	<b>137,11 m<sup>3</sup></b>

Tiempos de retención hidráulicos:

$$\text{TRH (Qmed)} = 19,13 \text{ horas}$$

$$\text{TRH (Qmax)} = 7,02 \text{ horas}$$

### 11.3.2.6. Dosificación de cloruro férrico (1y2)

Se utiliza para la eliminación el fósforo. La eliminación de este compuesto, como con los nitratos es importante principalmente ya que son los responsables del fenómeno de la eutrofización. Para ello se dosifica cloruro férrico.

Las propiedades del cloruro férrico utilizado son:

$$\rho_{\text{FeCl}_3} = 1,33 \text{ Kg/l}$$

$$\text{Concentración} = 40 \%$$

$$\% \text{Fe en FeCl}_3 = 35 \%$$

$$\text{Dosificación} = 2 \text{ Kg Fe/kg precipitado}$$

El cálculo de caudal a dosificar y el depósito para almacenar dicho compuesto se realiza a continuación.

#### Carga de fósforo a precipitar

$$P_{\text{precipitar}} = P_{\text{entr}} - P_{\text{biom}} - P_{\text{salida}}$$

$$P_{\text{entrada}} = 15 \text{ mg/l}$$

$$P_{\text{biom}} = 0,5 \% \text{ DBO}_5 \text{ entrada}$$

$$P_{\text{biom}} = 0,5/100 \times 333,33 = 1,66 \text{ mg/l}$$

$$P_{\text{salida}} = 1 \text{ mg/l}$$

$$P_{\text{precipitar}} = 12,34 \text{ mg/l}$$

$$P_{\text{precipitar}}(\text{Qmed}) (\text{Kg/día}) = 12,34 \times 172 / 1000 = 2,12 \text{ Kg P/día}$$

$$P_{\text{precipitar}}(Q_{\text{max}}) \text{ (Kg/día)} = 12,34 \times 468,48 / 1000 = 5,78 \text{ Kg P/día}$$

**Dosis de hierro**

$$Fe \text{ (Q)} \text{ (Kg Fe/día)} = P_{\text{precipitar}} \text{ (kg P/d)} \times \text{Dosificación} \text{ (Kg Fe/Kg P)}$$

$$Fe \text{ (Q}_{\text{med}}) = 2,12 \times 2 = 4,24 \text{ Kg Fe/día}$$

$$Fe \text{ (Q}_{\text{max}}) = 5,78 \times 2 = 11,56 \text{ Kg Fe/día}$$

La cantidad de Hierro presente en cada litro comercial es:

$$\text{Cantidad hierro} = \rho_{\text{FeCl}_3} \times \text{concentración} \times \% \text{Fe en FeCl}$$

$$\text{Cantidad de hierro} = 0,186 \text{ Kg Fe/l}$$

Por tanto finalmente los caudales serán:

**11.3.2.6.1. Caudales a dosificar**

$$Q_{\text{FeCl}_3} \text{ (Q)} = Fe \text{ (Q)} \text{ (Kg Fe/día)} / 0,186 \text{ Kg Fe/l} \times 1 \text{ día/24 horas}$$

$$Q_{\text{FeCl}_3} \text{ (Q}_{\text{med}}) = 4,24 / 0,186 / 24 = 0,95 \text{ l/h}$$

$$Q_{\text{FeCl}_3} \text{ (Q}_{\text{max}}) = 11,56 / 0,186 / 24 = 2,59 \text{ l/h}$$

Se opta por instalar una bomba dosificadora que sea capaz de aportar un caudal de 2,6 l/h = 0,0624 m<sup>3</sup>/día.

Bomba:

Modelo: Bomba dosificadora hidráulica ECOFERTIC 65-000

$$\text{Precio}_{\text{bomba}} = 450 \text{ euros}$$

**11.3.2.6.2. Depósito de Cloruro férrico**

Se decide instalar un depósito con capacidad que permita funcionar al sistema durante 15 días en condiciones más desfavorables.

$$V \text{ (m}^3) = Q_{\text{max}} \text{ (m}^3/\text{día)} \times 15 \text{ (días)}$$

$$V = 0,936 \text{ m}^3 \rightarrow 1 \text{ m}^3$$

Se instala un tanque de las siguientes dimensiones:

$$h = 1 \text{ m}$$

$$S = 1/1 = 1 \text{ m}^2$$

$$R = 0,5642 \text{ m} = 56,42 \text{ cm}$$

Ya descrita la línea de agua se pasa a describir los cálculos realizados para la línea de fangos.

La mayor diferencia entre la opción 1 y 2 en la línea de fangos es el hecho de que en esta primera opción se prescinde de la parte de digestión de fangos. Esto puede darse ya que, al tratarse de un EDAR con fangos activados con aireación prolongada, el fango ya ha pasado por la respiración endógena, donde se alimenta de su propio tejido celular (como se explica anteriormente) quedando el fango más estabilizado. Además, al prescindir de decantación primaria los fangos a tratar procederán en su totalidad de tratamientos secundarios, algo positivo, a diferencia de en la opción 2, que cuenta con decantación primaria.

Es decir, el hecho de tener unos fangos mixtos a tratar provenientes de tratamientos primarios y secundarios en la opción 2 también hace que el prescindir de digestión de fangos solo pueda darse en la opción 1.

### 11.3.2.7. Producción de fangos en exceso (1)

La fórmula empírica de HUISKEN da, con seguridad del 90 %, la producción de fangos en exceso:

$$Fe = 1,2 \times C_m^{0.23} \times \frac{R}{100} 100 \times L_{DBO5}$$

Siendo  $\frac{R}{100} 100 \times L_{DBO5}$  la DBO<sub>5</sub> eliminada en tratamiento biológico.

Se sabe la cantidad de DBO<sub>5</sub> que llega, para calcular la que sale basta con calcular S<sub>TDBO5</sub> con la expresión descrita en el apartado de Procedimiento de cálculo en el tratamiento biológico).

$$(ec\ 24)\ STDBO5 = S_s \times f + SS_{efl} \frac{(Q\Delta XH + Q\Delta XA) \times f}{Q\Delta XSST}$$

#### 11.3.2.7.1. Fangos en exceso (1)

Sustituyendo con los valores calculados en dicho apartado y con un SS<sub>eff</sub> de 30 mg/l.

$$S_{TDBO5} = 5,65\ mg/l$$

Por lo que:

DBO <sub>5</sub> que llega al tratamiento	333,33 mg/l
DBO <sub>5</sub> que sale del tratamiento	5,65 mg/l
DBO <sub>5</sub> eliminada (333,33-5,65)	327,68 mg/l
Porcentaje de eliminación de DBO <sub>5</sub>	98,31 %

$$DBO5\ eliminada\ \left(\frac{Kg}{día}\right) = \frac{327,68}{1000} \times 172 = 56,36\ Kg/día$$

DBO <sub>5</sub> eliminada	56,36 Kg/día
----------------------------	--------------

$$\frac{R}{100} 100 \times L_{DBO5} = 56,36\ \frac{Kg}{día}$$

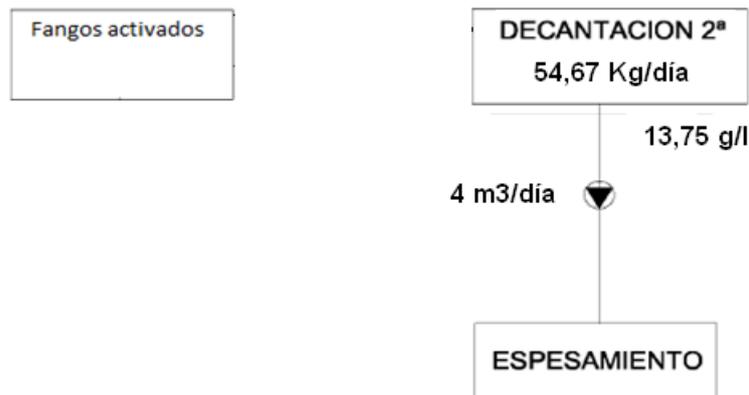
Se sabe que  $1,2 \times Cm^{0,23}$  tiene un valor de 0,97 Kg/Kg DBO<sub>5</sub> eliminada. Por lo que los fangos en exceso dan un total de:

$$F_e = 0,97 \times 56,36 = 54,67 \text{ Kg/día}$$

### 11.3.2.7.2. Bombeo de fangos (1)

Sabiendo que la concentración en el fondo del decantador es de DSTF 13,75 g/l.

$$Q_f = 54,67/13,75 = 3,976 \text{ m}^3/\text{día}$$



Purgando 1 hora al día, debería ser capaz de trasegar los 4 m<sup>3</sup> en una hora. La bomba entonces trasegará un caudal de 4m<sup>3</sup>/hora funcionando 1 hora al día.

### 11.3.2.8. Espesamiento de fangos (1)

El espesamiento escogido es el del tipo de espesamiento por gravedad. Este tratamiento sirve para reducir el volumen de fangos a tratar. El sobrenadante, en caso de que haya, se enviaría a cabecera de la instalación. La regulación del envío de sobrenadantes se hará mediante válvulas manuales.

Se conoce lo siguiente:

- La carga de sólidos debe estar comprendida entre 25 y 75 Kg/m<sup>2</sup>/d.
- El tiempo de retención hidráulico debe ser mayor de 24 horas.
- La concentración de fango espesado tendrá un valor de entre 40 y 60 g/l.

Se dispone de la aportación, obtenida anteriormente.

- $Q_f$  (m<sup>3</sup>/día)
- $M_f$  (Kg/día)

Por lo que se puede calcular el Volumen de la siguiente manera:

$$V(m^3) = \frac{Q_f}{24} \times TRH$$

Además;

$$A = \frac{M_f}{\text{Carga de solidos}}$$

Siendo entonces la altura;

$$h = V/A$$

Por último se calcula el caudal de salida sabiendo la concentración de fangos espesado:

$$Q_{s.e} = \frac{M_f}{\text{Concentración fango espesado}}$$

Se conoce lo siguiente:

- La carga de sólidos escogida es de 50 Kg/m<sup>2</sup>/d.
- El tiempo de retención hidráulico debe ser mayor de 24 horas.
- La concentración de fango espesado tendrá un valor de 50 g/l.

Se dispone de la aportación, obtenida anteriormente.

- $Q_f = 4 \text{ m}^3/\text{día}$
- $M_f = 54,67 \text{ Kg/día}$

Obteniendo lo siguiente:

$$V = 4 \text{ m}^3$$

$$A = 1,09 \text{ m}^2$$

$$h = 3,66 \text{ m}$$

$$\varnothing = 1,18 \text{ m}$$

Las dimensiones (las que se utilizan para comparar opciones) serían:

Diámetro	1,2	m
Con altura de	3,7	m
Área	1,13097336	m <sup>2</sup>
Volumen	4,18460141	m <sup>3</sup>

Finalmente, se decide instalar un espesador con la parte superior cilíndrica de diámetro 2.2 m y la parte inferior troncocónica.

La parte troncocónica comenzará a la profundidad de 1 m y esta parte tendrá una altura de 0,5 m. Haciendo un Volumen total de 4,43 m<sup>3</sup>.

Diámetro	2,2	m
Con altura de	1,5	m
Volumen	4,43	m <sup>3</sup>

Cumpliría con los requisitos de diseño ya que tanto el área como el Volumen superan los mínimos calculados antes.

El caudal de salida del espesamiento será de  $Q_{s,e} = 54,67/50 = 1,093 \text{ m}^3/\text{día}$

### 11.3.2.9. Secado-Eras de Secado

Se escoge este tratamiento de secado por la poca población y caudal de la depuradora de la Llosa.

Se conoce lo siguiente:

- Superficie tal que:
  1. La utilización anual no sea superior a 10 veces.
  2. La carga unitaria para sólidos totales no supere  $120 \text{ Kg/m}^2/\text{año}$ .
- Número de unidades tal que se llene cada una con la extracción de fangos digeridos correspondiente a dos días.
- El espesor de los lechos no sobrepasará los 25 cm.

Se vuelve a disponer de la aportación prevista:

- $Q_{s,e}$  ( $\text{m}^3/\text{día}$ )
- $M_f$  ( $\text{Kg}/\text{día}$ )

Se puede llegar a obtener los valores de las dimensiones como se describe a continuación:

1. Obtener el Volumen mínimo a partir de la Utilización anual máxima.

$$V_{min} = \frac{Q_{s,e} \left( \frac{\text{m}^3}{\text{año}} \right)}{\text{Utilización} \left( \frac{\text{"llenado"}}{\text{año}} \right)}$$

2. Obtener el Área mínima a partir de la carga de sólidos unitaria

$$A_{min} = M_f \times 365 / C_s$$

3. Obtener el número de eras a partir de:

El número de unidades será la que se llene cada una de con la extracción de fangos digeridos correspondientes a dos días.

En este caso lo haremos con la cantidad de fangos espesados correspondientes a dos días.

Además se sabe que el espesor de los lechos no sobrepasara los 25 cm.

Aportación prevista:

- $Q_{s,e}$  ( $\text{m}^3/\text{día}$ ) = 1,09  $\text{m}^3/\text{día}$
- $M_f$  ( $\text{Kg}/\text{día}$ ) = 54,67  $\text{Kg}/\text{día}$

Pasamos a obtener dichos valores:

$$Q_{s,e} = 1,093 \text{ m}^3/\text{día} \times 365 \text{ días/año} = 399,1 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$V_{min} = 399,1 \text{ (m}^3/\text{año)} / 10 \text{ (llenado/año)} = 39,91 \text{ m}^3$$

$$A_{min} = 54,67 \times 365 / 120 = 166,29 \text{ m}^2$$

Se toman valores de:

$$V = 40 \text{ m}^3$$

$$A = 170 \text{ m}^2$$

Espesor= 0,235 m < 0,25 m

El número de eras se calcula como:

$$V_{\text{era.orientativo}} = 2 \text{ días} \times Q_{\text{aportación (espesador)}} = 2 \times 4 = 8 \text{ m}^3/\text{era}$$

$Q_{\text{aportación (espesador)}}$  es el caudal para las condiciones más desfavorables, el no funcionamiento del espesador (tratamiento anterior).

$$\text{Número-Eras} = V/V_{\text{era}} = 5 \text{ eras de secado}$$

$$\text{Área}_{\text{era}} = 170/5 = 34 \text{ m}^2$$

Se comprueba que el espesor sea menor de 0,25 m

$$V_{\text{era}} = 40/5 = 8 \text{ m}^3$$

$$E = 8/34 = 0,235 \text{ m}$$

Se adaptan las eras a las siguientes dimensiones.

Número eras	5
Altura util	0,235 m
Altura total	0,5 m
Área era	34 m <sup>2</sup>
Longitud era	6,8 m
Ancho era	5 m
Volumen útil	8 m <sup>3</sup>
Volumen total	17 m <sup>3</sup>

Se comprueba la carga de sólidos y la utilización anual

$$\text{Carga de sólidos} = 117,38 < 120 \text{ Kg/m}^2/\text{día}$$

$$\text{Utilización anual} = 9,98 < 10$$

### 11.3.2.10. Bombeo de Espesamiento a Eras de Secado

Purgando durante 1 hora al día la bomba debería ser capaz de trasegar el caudal de 1,09 m<sup>3</sup>/día en una hora:

$$Q_{\text{bomba}} = 1,09 \text{ m}^3/\text{h}$$

En nuestro caso al ser un caudal tan pequeño cogeremos un caudal del fangos como si el espesador no hubiera funcionado correctamente, es decir con el caudal de aportación a espesa-

miento igual al caudal de aportación en secado. Por lo que, por seguridad, nuestra bomba deberá ser capaz de trasegar:

$$Q_{\text{bomba}} = 4 \text{ m}^3/\text{h}$$

### 11.3.3. CALCULO OPCIÓN 2

Las principales diferencias respecto a la opción anterior son las siguientes:

- Uso de decantación primaria.
- Uso de Fangos activos Convencional de Mezcla completa.
- Uso de digestión aerobia de fangos.

Pasamos a describir el cálculo de la decantación primaria, ya que este tratamiento no se ha descrito en la opción 1.

#### 11.3.3.1. Decantación primaria

Se utiliza con objeto de eliminar los sólidos sedimentables y el resto de material flotante, reduciendo el contenido de SS y la DBO5 del agua a tratar.

En el caso que nos ocupa, se conocen las siguientes especificaciones:

con Q			
Carga superficial máxima	Medio	1,3	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h
	Máximo	2,5	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h

con Q			
TRH máximo	Medio	2,5	h
	Máximo	1	h

Sabiendo que:

$$Superficie_{min} = \frac{Q(m^3/h)}{C_{sup} (m^3/m^2/h)}$$

$$Volumen_{min} = Q \left( \frac{m^3}{h} \right) \times TRH(h)$$

Por lo que se procede a calcular los parámetros de dimensionado

Con Q		
Superficie mínima	medio	5,512820513 m <sup>2</sup>
	máximo	7,808209953 m <sup>2</sup>

con Q		
Volumen mínimo	medio	17,91666667 m <sup>3</sup>
	máximo	19,52052488 m <sup>3</sup>

Se calcula el diámetro con la superficie mínima en las condiciones desfavorables.

$$R = 1,58 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro} = 3,16 \text{ m}$$

Se decide instalar un decantador primario de las siguientes dimensiones:

Diámetro	4	m
Superficie	12,5663706	m <sup>2</sup>
Calado vertical	3	m
Calado central	3,5	m
Volumen	39,7935069	m <sup>3</sup>

Se comprueba que los valores de Carga superficial y tiempos de retención sean los adecuados.

		con Q		
Carga superficial	medio	0,57030521	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h	Correcto
	máximo	1,55339401	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h	Correcto
		con Q		
TRH	medio	5,55258236	H	Correcto
	máximo	2,03854697	H	Correcto

La velocidad máxima de arrastre de fangos será 120m/h, lo que equivale a aproximadamente a 0,0041 rad/s.

Suponemos la siguiente eliminación de contaminantes en cuanto a Sólidos suspendidos, DBO<sub>5</sub> y DQO. Son valores razonables para el caso que nos ocupa:

SS (2/3)	66,67%
DBO <sub>5</sub> (1/3)	33,33%
DQO	33,33%

Con lo que la calidad del agua al salir de la decantación primaria será la siguiente:

$$SS_{\text{salida-dec1}} = (1-2/3) \times SS$$

$$DBO_{5 \text{ salida-dec1}} = (1-1/3) \times DBO_5$$

$$DQO_{\text{salida-dec1}} = (1-1/3) \times DQO$$

En la siguiente tabla se muestra las concentraciones en mg/l de la entrada y la salida del decantador primario para los SS, DBO<sub>5</sub> y DQO.

DECANTADOR 1º	Ssmax	Ssmed	DBO5max	DBO5med	DQOmax	DQOmed
entrada	500	333,33	500,00	333,33	1000	666,666667
salida	166,6666667	111,1111111	333,3333333	222,2222222	666,666667	444,4444444

Del decantador se hace circular el agua residual hasta el tratamiento biológico.

### 11.3.3.2. Reactor biológico (2): Fangos activados convencional

Se procede a realizar el dimensionado del tratamiento de fangos activados convencional con mezcla completa. El criterio de dimensionado es el mismo que el tratamiento biológico 1. Las

hipótesis, ecuaciones y procedimiento de cálculo. Las diferencias respecto al tratamiento descrito en la opción 1 (aireación prolongada) son las siguientes:

- Las concentraciones de los contaminantes serán menores debido al decantador, con ello, los datos de partida como  $S_{T0}$  o  $X_{SSVNB0}$  serán menores.
- La concentración de Sólidos suspendidos totales en el reactor,  $X_{SST}$  (MLSS con otras referencias) será diferente ya que este es un dato que se escoge en función del tratamiento.
- El tiempo de retención celular,  $\theta_c$  también cambiara por el mismo motivo que con  $X_{SST}$ .
- Asimismo la relación de recirculación cambiará por lo mismo.

El cálculo no se va a describir al completo a continuación, solo se explicará lo justamente necesario ya que el procedimiento de cálculo es el mismo.

### 11.3.3.2.1. Datos (2)

En primer lugar procedemos a obtener todos los datos, en este tratamiento utilizamos el caudal medio (global):

$$Q = 172 \text{ m}^3/\text{día}$$

También se trabajará con cargas medias para el dimensionado de este tratamiento.

El 80% aproximadamente de la DQO en las aguas residuales es la porción biodegradable. Además el 10 % de la DQO de entrada forma la parte de la porción soluble no biodegradable.

$$S_{T0} = 0,8 \times 444,44 = 355,56 \text{ g/m}^3$$

$$S_{I0} = 0,1 \times 444,44 = 44,44 \text{ g/m}^3$$

En cuanto a los sólidos en suspensión se conoce:

- Fracción volátil de los SS: 80 %
- Fracción biodegradable de los SSV (volátiles) : 70 %

$$SST_{inf} = 111,11 \text{ mg/l}$$

$$X_{SSV} = 0,8 \times 111,11 = 88,89 \text{ mg/l}$$

$$X_{SSNV0} = 111,11 - 88,89 = 22,22 \text{ mg/l}$$

$$X_{SSVB0} = 0,7 \times 88,89 = 62,22 \text{ mg/l}$$

$$X_{SSVNB0} = 88,89 - 22,22 = 26,67 \text{ mg/l}$$

$$N_{HT0} = 50 \text{ mg/l (valor aceptado para las cargas dadas)}$$

Se escoge un valor de  $\theta_c = 10$  días ya que es un valor comprendido entre los tiempos en el proceso de oxidación total o aireación. Este valor debe oscilar entre 5 y 15 días.

Asimismo, se escoge un valor recomendado en la misma tabla de los Sólidos suspendidos totales en el reactor ( $X_{SST}$ ). Este valor debe estar comprendido entre 2,5 y 4,5 Kg de SST/m<sup>3</sup>. Se escoge un valor de 4 kg/m<sup>3</sup>, lo que equivale a 4000 g/ m<sup>3</sup>.

$$X_{SST} = 4000 \text{ mg/l}$$

Por otra parte se calculan los parámetros cinéticos  $\mu_{mH}$ ,  $Y_H$ ,  $K_s$ ,  $b_H$ ,  $f_H$ ,  $\mu_{mA}$ ,  $Y_A$ ,  $K_{NH}$  y  $b_A$ :

$$\mu_{mH} = 4 \text{ días}^{-1}$$

$$Y_H = 0,6 \text{ g DQO cel./g DQO eliminada}$$

$$K_s = 10 \text{ gDQO/m}^3$$

$$b_H = 0,2 \text{ días}^{-1}$$

Además se sabe:

$$f_{dH} = 0,2$$

Por otro lado obtenemos los valores de:

$$\mu_{mA} = 0,914$$

$$Y_A = 0,24$$

$$K_{NH} = 1$$

$$b_A = 0,206$$

Además se sabe:

$$f_{dA} = 0,1$$

Con todos los datos necesarios y utilizando las ecuaciones del apartado de procedimiento de cálculo obtenemos todos los valores deseados.

## 11.3.3.2.2. Resultados (2)

TABLA DE RESULTADOS

ec 11	S <sub>s</sub>	0,810810811 g/m <sup>3</sup>
ec 12	SNH	0,502365049 g/m <sup>3</sup>
ec 13	VXH	122032,1922 g
ec 15	VXA	5471,915386 g
ec 14	QΔXH	12203,21922 g/día
ec 16	QΔXA	547,1915386 g/día
ec 14	QΔXHI	4881,287688 g/día
ec 16	QΔXAI	112,5570777 g/día
Suma de anteriores	QΔX	17744,25552 g/día
ec 10	QΔXSST	20904,84348 g/día
ec 17	CmT	0,198928912 Kg DBO <sub>5</sub> /KgSST/día
ec 18	V	52,26210871 m <sup>3</sup>
ec 21	XHI	934,0012886 g/m <sup>3</sup>
ec 22	XAI	21,53703333 g/m <sup>3</sup>
ec 19	XH	2335,003221 g/m <sup>3</sup>
ec 20	XA	104,7013892 g/m <sup>3</sup>
ec 29	Moh	43931,58919 g/día
ec 30	Moa	31192,43381 g/día
ec 31	Mot	75124,023 g/día
ec 27	Xtr	9966,861865 g/m <sup>3</sup>
ec 28	Qr	111,8 m <sup>3</sup> /día

En primer lugar se comprueba que el valor de la carga másica comprenda un valor normal. Este valor para el proceso convencional (mezcla completa) debe comprender un valor entre 0,2 y 0,6. La carga másica en nuestro caso es de 0,1989, muy cercano a 0,2, por lo que sí es un valor normal.

**11.3.3.2.3. Comprobación con EES**

$S_s = 0,8108$   
 $S_{nh} = 0,5021$   
 $V \times H = 122034$   
 $V \times A = 5474$   
 $Q \times H = 12203$   
 $Q \times A = 547,4$   
 $Q \times H_i = 4881$   
 $Q \times A_i = 112,5$   
 $Q \times X = 17745$   
 $Q \times S_{SST} = 20905$   
 $C_{mt} = 0,1989$   
 $V = 52,26$   
 $X_{HI} = 934$   
 $X_{AI} = 21,53$   
 $X_H = 2335$   
 $X_A = 104,7$   
 $M_{oh} = 43932$   
 $M_{oa} = 31192$   
 $M_{ot} = 75124$   
 $X_{tr} = 9967$   
 $Q_r = 111,8$

$S_s$	0,810810811 g/m <sup>3</sup>
SNH	0,502365049 g/m <sup>3</sup>
VXH	122032,1922 g
VXA	5471,915386 g
QΔXH	12203,21922 g/día
QΔXA	547,1915386 g/día
QΔXHI	4881,287688 g/día
QΔXAI	112,5570777 g/día
QΔX	17744,25552 g/día
QΔXSST	20904,84348 g/día
CmT	0,198928912 Kg DBO <sub>5</sub> /KgSST/día
V	52,26210871 m <sup>3</sup>
XHI	934,0012886 g/m <sup>3</sup>
XAI	21,53703333 g/m <sup>3</sup>
XH	2335,003221 g/m <sup>3</sup>
XA	104,7013892 g/m <sup>3</sup>
Moh	43931,58919 g/día
Moa	31192,43381 g/día
Mot	75124,023 g/día
Xtr	9966,861865 g/m <sup>3</sup>
Qr	111,8 m <sup>3</sup> /día

Verificamos así que los cálculos están realizados correctamente ya que los valores se van por decimales. Los cálculos más correctos serían los obtenidos en la primera tabla ya que este no arrastra ningún error por decimales.

La zona anóxica y la recirculación interna se calcula con un criterio sacado de la referencia bibliográfica [1].

**11.3.3.2.4. Zona anóxica (2)**

Se escogen las siguientes relaciones:

$$V_{desnitri}/V_{tot} = 0,3$$

$$V_{nitri} / V_{tot} = 0,7$$

Para calcular el volumen anóxico en primer lugar hay que calcular los nitratos desnitrificados diariamente. Para ello se necesita conocer la capacidad de desnitrificación. En la referencia bibliográfica [1] se encuentra la siguiente tabla mostrada a continuación donde se incluye la variación de dicha capacidad en función de la relación entre los Volúmenes de desnitrificación y el tanque.

Desnitrificación	Capacidad de desnitrificación en Kg N_NO3/Kg DBO5	
VD/VR	Desnitrificación previa	Desnitrificación simultanea
0,2	0,07	0,05
0,3	0,1	0,08
0,4	0,12	0,11
0,5	0,14	0,14

Capacidad de desnitrificación en función del ratio VD/VR

En primer lugar se calcula la concentración de Nitratos, ésta se puede calcular con la suma inicial de nitratos más el NKT oxidado, calculado mediante la ecuación 26 descrita en este apartado anteriormente.

Sustituyendo en dicha expresión teniendo en cuenta que los nitratos a la entrada son igual a cero:

$$S_{NO} = 40,52 \text{ mg/l}$$

Para calcular la cantidad de N\_NO3 desnitrificado se hace lo siguiente:

$$N_{NO3} \text{ (Kg N}_{NO3}/d) = \text{Capacidad (Kg N}_{NO3}/\text{Kg DBO5)} \times \text{Carga DBO5 (Kg DBO5/d)}$$

Se pasa a mg/l multiplicando este valor por 1000 y dividiendo por el caudal medio.

$$N_{NO3} \text{ (mg/l)} = N_{NO3} \text{ (Kg N}_{NO3}/d) \times 1000 / Q_{med}$$

Una vez calculado el Nitrógeno nítrico eliminado se puede calcular fácilmente el que habrá en la salida (efluente) realizando una resta entre S NO y N\_NO3 eliminado.

$$N_{NO3} \text{ salida (mg/l)} = S_{NO} - N_{NO3}$$

Se sabe que dicho valor en el efluente no puede superar los 20 mg/l. En la siguiente tabla calculamos el N\_NO3 a la salida para todos los valores de Capacidad de desnitrificación (previa) en función del ratio Vd/Vr:

DBO5 media que entra en tanque	222,2222222 mg/l				
DBO5 media que entra en tanque	38,22222222 Kg/día				
Vd/Vr	Capacidad de desnitrificación (KgN_NO3/KgDBO5)	N_NO3 desnitrificado (KgN_NO3/d)	N_NO3 desnitrificado (mg/l)	N_NO3 salida	>20(mg/l) ?
0,2	0,07	2,675555556	15,55555556	24,96678736	Incorrecto
0,3	0,1	3,822222222	22,22222222	18,30012069	Correcto
0,4	0,12	4,586666667	26,66666667	13,85567625	Correcto
0,5	0,14	5,351111111	31,11111111	9,411231802	Correcto

Como se ve en la siguiente tabla con un 30 % de Volumen anóxico respecto al total sería suficiente. Con un 20 % no sería suficiente.

$$V_{TOT} = 74,66 \text{ m}^3$$

$$V_{anox} = 22,4 \text{ m}^3$$

Se calcula la Longitud de anoxia suponiendo que la altura y el ancho del tanque son constantes a lo largo de su longitud, como en la opción 1.

### 11.3.3.2.5. Recirculación interna (2)

Según la Referencia Bibliográfica [1] se calcula resolviendo las siguientes ecuaciones:

$$S_{NO} \text{ (Kg/día)} = S_{NO} \text{ (mg/l)} / 1000 * Q_{med} \text{ (m}^3/d)$$

$$r_i = 1 / (1 - \text{Capacidad} / (S_{NO} \text{ (Kg/día)} / \text{DBO}_5)) - 1$$

$$Q_{ri} = r_i * Q$$

$$S_{NO} = 6,97 \text{ Kg/día}$$

$$r_i = 1,214$$

$$Q_{ri} = 208,87 \text{ m}^3/\text{día}$$

### 11.3.3.3. Aireación (2)

Se proceden a calcular los equipos de aireación necesarios en el tanque, para ello primero se calculan las necesidades de oxígeno punta.

#### 11.3.3.3.1. Necesidades de oxígeno (2)

La necesidad media ya la tenemos calculada:

$$O_r = M_{OT} = 75,12 \text{ Kg O}_2/\text{día}$$

La punta se obtendría multiplicando las necesidades media para síntesis por un factor de 1,85 y luego sumar a esta las necesidades medias para respiración endógena. Como nosotros tenemos calculada la total, vamos a multiplicar el total por este factor ya que estamos del lado de seguridad.

$$O_{r_{punta}} = 112,69 \text{ Kg O}_2/\text{día}$$

Lo que equivale unas necesidades media y punta de 4,35 y 8,05 Kg O<sub>2</sub>/ día respectivamente.

#### 11.3.3.3.2. Capacidades de oxigenación (2)

Dado que  $O_r$  son las necesidades de oxígeno en condiciones reales, y el aporte específico de los sistemas viene referido a condiciones standard de laboratorio, se hace necesario conocer la capacidad de oxigenación O.C. requerida.

$$O.C. = O_r * \frac{C_s^{*10}}{C_s - C_L} * \sqrt{\frac{D_{r10}}{D_r}} * \frac{P_o}{P_h} * \frac{1}{\alpha}$$

Este se calcula de igual manera que en la opción 1:

$$C_s^{10} = 11,33 \text{ mg/l}$$

$$C_s = 0,95 \times 8,68 = 8,246$$

$$C_l = 2 \text{ mg/l}$$

$$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} = 0,7847$$

$$P_0 = 760 \text{ mm de Hg}$$

Falta por conocer la presión en la planta, es decir, con una altitud equivalente a la de la Llosa. Esto se calcula de la siguiente manera:

En primer lugar, se necesita conocer la altitud de la Llosa. Con esta altitud se obtendrá la Presión en la unidad de medida del Sistema Internacional, el Pascal, y este valor se pasará a milímetros de mercurio.

$$\text{Altitud} = 19 \text{ m}$$

Formula:

$$P(z) = P_0 \times e^{-\alpha \times z}$$

Siendo  $\alpha$  una constante con valor de  $1.19 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ .

Sustituyendo:

$$P(z) = 101325 \times e^{-1.19 \times 10^{-5} \times 19} = 101302,093 \text{ Pa}$$

$$P_h(z) = 759,828 \text{ mm Hg}$$

Una vez calculado esto, podemos proceder al cálculo de la capacidad de oxigenación

$$O.C. = Or \times \frac{C_s^{*10}}{C_s - C_L} \times \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} \times \frac{P_0}{P_h} \times \frac{1}{\alpha}$$

Siendo en este caso  $\alpha$  el coeficiente de intercambio entre licor y agua pura con valor de 0,9 ya que se trata de aireadores de superficie.

$$O.C. = Or \times 1,582$$

Lo que equivale a un coeficiente de transferencia (Or/O.C.) de 0,632.

Multiplicando las necesidades media y punta por el factor calculado (1,582) obtenemos las capacidades de oxigenación media y punta:

Capacidad de oxigenación media	4,95 Kg O <sub>2</sub> /hora
--------------------------------	------------------------------

Capacidad de oxigenación punta	7,43 Kg O <sub>2</sub> /hora
--------------------------------	------------------------------

**11.3.3.3. Equipos de aireación (2)**

Se han escogido aireadores de superficie. A pesar de que presentan una eficacia de transferencia de oxígeno menor que los difusores y que tienen un peor control de la oxigenación, se eligen estos porque la eficacia en la transferencia sigue siendo relativamente elevada y por su fácil y económico mantenimiento.

Teniendo en cuenta que el aporte específico de las turbinas existentes en el mercado oscila entre 1,8 y 2 Kg O<sub>2</sub>/Kwh y que el rendimiento del conjunto motor reductor puede cifrarse en 0,9.

Aporte específico	1,9	Kg O <sub>2</sub> /Kwh
Rendimiento	0,9	

$$P(\text{KW}) = \frac{\text{O. C. punta } \left(\frac{\text{Kg O}_2}{\text{hora}}\right)}{\text{Aporte específico } \left(\frac{\text{Kg O}_2}{\text{Kwhora}}\right)} \times \frac{1}{\eta}$$

$$P(\text{KW})=4,34 \text{ KW}$$

$$P(\text{CV})=5,9 \text{ CV}$$



Equipos para tratamiento de aguas  
y reciclaje de residuos  
Estructuras y calderería

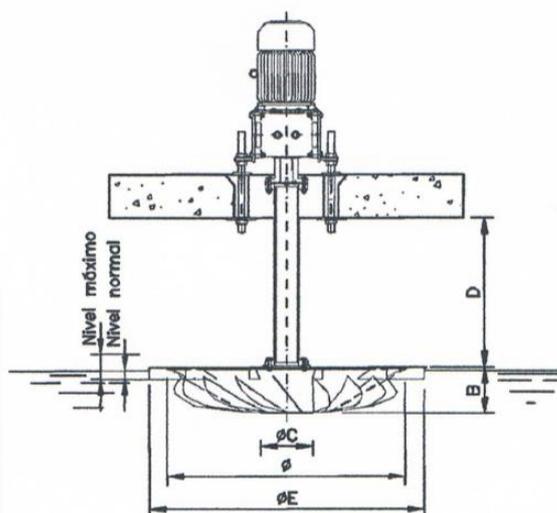
## AIREADORES

### EQUIPOS NORMALIZADOS

### TUR

Talleres HIDROMETALICA, fabrica de acuerdo con la normativa de la directriz de la Comunidad Europea "Máquinas 89/395/CEE, y con sus modificaciones y adiciones según las directivas 91/368 y 93/44, una gran variedad de Aireadores superficiales de Turbina, con las ventajas de:

- ✓ Máxima aportación del oxígeno necesario
- ✓ Baja potencia instalada con máximo rendimiento
- ✓ Especialmente diseñados para fangos activados



REF <sup>a</sup>	Pi Cv	ϕ mm	B mm	D mm	ϕ C mm	ϕ E mm	Rotor r.p.m	Oxigen KgO <sub>2</sub> /h	Q m <sup>3</sup> /min	Nivel Normal mm	Nivel Max mm	ϕ Salpicad mm
TUR-3	3	800	155	1500	270	960	80	5.3	20	35	110	3.6
TUR-5	5.5	900	175	1500	300	1080	100	9.6	28	40	115	3.6
TUR-7	7.5	1000	190	1500	350	1200	110	13.2	36	42	120	4.2
TUR-10	10	1140	215	1500	400	1380	130	17.6	44	45	135	4.2
TUR-15	15	1250	230	1500	450	1490	72	25.3	48	50	160	4.5
TUR-20	20	1250	230	1500	450	1490	77	34.5	60	55	170	5.4
TUR-25	25	1530	280	1750	550	1860	44	42.5	80	58	180	5.4
TUR-30	30	1650	304	1750	600	2024	48	50.6	100	60	190	5.4

Mirando la tabla anterior (catálogo de Aireadores superficiales de turbina en hidrometalica.com) escogemos el aireador a usar. Con dos unidades con referencia TUR-3 serían suficiente ya que equivaldría a una potencia de 6 CV (mayor que 5,9 CV) y a un oxígeno proporcionado de 10,6 Kg O<sub>2</sub>/hora (mayor que 7,47 Kg O<sub>2</sub>/hora). Se instalarían con variadores de frecuencia para poder variar la velocidad de giro de la turbina y con ello el aporte.

Se comprueba que el nivel de agitación sea el adecuado para el licor mezcla:

- **Nivel de agitación.** Se pueden utilizar las siguientes fórmulas, en el caso de aireadores superficiales:

$$P = 0,004 \times \text{MLSS} + 5 \quad (\text{MLSS} < 2.000 \text{ mg/l})$$

$$P = 8,125 \ln \text{MLSS} - 48,75 \quad (\text{MLSS} > 2.000 \text{ mg/l})$$

Siendo: P = potencia, en W/m<sup>3</sup>, luego en nuestro caso:

MLSS son los sólidos suspendidos en el licor mezcla, es decir, lo que se ha denominado como X<sub>SST</sub>.

En este caso pues utilizaríamos la segunda fórmula:

$$P(\text{específica}) = 8,125 \times \ln(X_{SST}) - 48,75$$

$$P(\text{específica}) = 18,639 \text{ W/m}^3$$

Para calcular la potencia necesaria para tener un nivel de agitación suficiente basta con multiplicar la calculada (P<sub>específica</sub>) con el Volumen útil del reactor.

$$P = 974 \text{ W} = 0,974 \text{ KW}$$

Como la Potencia instalada será de 6 CV y ésta es mayor a la necesaria (0,974 KW) el nivel de agitación en el reactor será adecuado.

Se propone pues un tanque de 52,3 m<sup>3</sup> de Volumen útil con dos turbinas TUR-3 de 3 CV de vapor cada una. Se pasa a calcular las dimensiones del tanque.

$$V = 52,3 \text{ m}^3$$

$$\text{Calado útil (altura útil)} = 3,5 \text{ m}$$

Se decide construir con una altura de 3,5 metros ya que esta es un calado razonable para los aireadores de superficie.

$$A = 14,94 \text{ m}^2$$

Por lo que se propone un tanque con una superficie de 15 m<sup>2</sup>. Las dimensiones se escogerán teniendo en cuenta que deben caber los dos aireadores de superficie de turbina y que deben estar bien repartidos en tanque ya que se trata de un tratamiento por fangos activados de aireación prolongada con mezcla completa.

### 11.3.3.4. Decantador secundario (2)

Se dimensiona el decantador secundario para la opción 2 con el mismo criterio que en la 1.

Se calculan los parámetros para sustituirlos más tarde en las ecuaciones de las diferentes alturas:

$$q_{SV} = 450 \text{ l/m}^2/\text{h}$$

$$M = 4 \text{ g/l}$$

$$SVI = 100 \text{ ml/g}$$

$$CSV = 100 \times 4 = 400 \text{ ml/l}$$

$$q_A = 450/400 = 1,125 \text{ m/h}$$

$$r = 0,65$$

$$DSRS = X_{Tr} = 10 \text{ g/l}$$

$$DSTF = DSRS/0,8 = 12,5 \text{ g/l}$$

$$t_E = 1,95 \text{ horas}$$

$$C = 1085,94 \text{ l/m}^3$$

Con los valores anteriores se obtiene:

$$S = Q_{\max}/q_A = 19,52/1,125 = 17,35 \text{ m}^2.$$

$$\text{Radio} = 2,35 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro} = 4,7 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$h_2 = 1,55 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,67 \text{ m}$$

$$h_4 = 1,34 \text{ m}$$

$$h_t = 4,05 \text{ m}$$

Con una pendiente del fondo del 10 %, el calado en la vertical del vertedero sería:

$$D_h = \text{Radio} \times 0,1 \times 1/3 = 2,35 \times 0,1 \times 1/3 = 0,078 \text{ m}$$

Quedando un calado vertical de  $5,25 - 0,078 = 3,97 \text{ m}$

**Se adopta un decantador de las siguientes características:**

**Diámetro**

**4,8 m**

<b>Superficie</b>	<b>18,1m<sup>2</sup></b>
<b>Calado en la vertical del vertedero</b>	<b>3,97 m</b>
<b>Volumen unitario</b>	<b>72,35 m<sup>3</sup></b>

Tiempos de retención hidráulicos:

TRH (Qmed) = 10,1 horas

TRH (Qmax)= 3,71 horas

### 11.3.3.5. Dosificación de FeCl<sub>3</sub> (2)

Se dosifica la misma cantidad que en la opción 1 ya que los parámetros de los que depende dicha dosificación son los mismos.

#### Línea de fangos de la opción 2

Como se ha explicado la principal diferencia respecto a la opción 1 será el uso de digestión aerobia de fangos.

### 11.3.3.6. Fangos en exceso (2)

Teniendo en cuenta que el valor de SS<sub>efi</sub> debe ser 30 mg/l y con el criterio utilizado en la opción 1 se calculan los fangos en exceso.

S<sub>TDBO5</sub> = 5,65 mg/l

Por lo que:

DBO<sub>5</sub> que llega al tratamiento 222,22 mg/l

DBO<sub>5</sub> que sale del tratamiento 0,81 mg/l

DBO<sub>5</sub> eliminada (222,22 – 0,81) 221,41 mg/l

Porcentaje de eliminación de DBO<sub>5</sub> 99,27 %

$$DBO5 \text{ eliminada } \left( \frac{Kg}{día} \right) = \frac{327,68}{1000} \times 172 = 56,36 \text{ Kg/día}$$

DBO<sub>5</sub> eliminada 38,08 Kg/día

$$\frac{R}{100} 100 \times L_{DBO5} = 38,08 \frac{Kg}{día}$$

Se sabe que  $1,2 \times Cm^{0,23}$  tiene un valor de 0,97 Kg/Kg DBO<sub>5</sub> eliminada. Por lo que los fangos en exceso dan un total de:

Fe = 0,97 × 38,08 = 36,94 Kg/día

### 11.3.3.7. Fangos en decantación primaria

Se puede conocer ya que se sabe la cantidad de sólidos suspendidos totales que quedan en la decantación.

Eliminación de SS en decantación:  $2/3$  SS

Por lo tanto pasan al reactor  $(1-2/3) = 1/3$  y queda la fracción eliminada de  $2/3$  en la decantación.

$$SST_{\text{decantador}} = 2/3 \times 333,33 = 222,22 \text{ mg/l}$$

$$SST_{\text{decantador}} = 222,22 \times 172 / 1000 = 38,22 \text{ Kg/día}$$

Por lo que los fangos totales (con los que se trabajaran) en la opción 1 serán de:

$$\text{Fangos totales} = 75,16 \text{ Kg /día}$$

### 11.3.3.8. Bombeo de fangos (2)

En este caso habrá que bombear de la decantación secundaria a la decantación primaria y del decantador primario será de donde se extraigan los fangos mixtos (Fangos de tratamientos secundarios y fangos de tratamientos primarios).

#### 11.3.3.8.1. Caudal de fangos en exceso a decantación primaria

Sabiendo que la concentración en el fondo del decantador es de DSTF 12,5 g/l.

$$Q_{\text{dec2,dec1}} = 36,94/12,5 = 2,96 \text{ m}^3/\text{día}$$

Purgando 1 hora al día, la bomba debería ser capaz de trasegar los  $2,96 \text{ m}^3$  en una hora. La bomba entonces trasegará un caudal de  $3 \text{ m}^3/\text{hora}$  funcionando 1 hora al día.

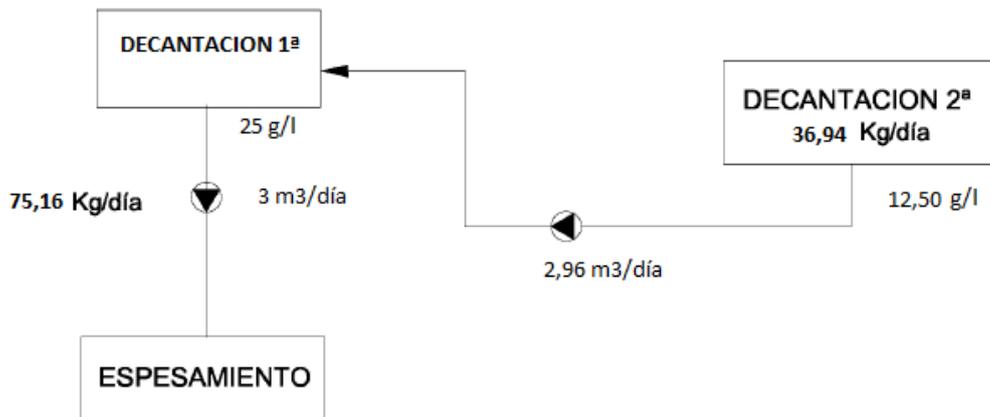
#### 11.3.3.8.2. Caudal de fangos de la decantación primaria a línea de fangos

Sabiendo que la concentración en la tubería es de 25 g/l.

$$Q_f = 75,16/25 = 3 \text{ m}^3/\text{día}$$

Purgando 1 hora al día, la bomba a instalar debería ser capaz de trasegar los  $2,96 \text{ m}^3$  en una hora. La bomba entonces trasegará un caudal de  $3 \text{ m}^3/\text{hora}$  funcionando 1 hora al día.

Gráfico de bombeo



### 11.3.3.9. Espesamiento de fangos(2)

El espesamiento escogido es el del tipo de espesamiento por gravedad. Este tratamiento sirve para reducir el volumen de fangos a tratar. El sobrenadante, en caso de que haya, se enviaría a cabecera de la instalación. La regulación del envío de sobrenadantes se hará mediante válvulas manuales. Se sigue el criterio utilizado en la opción 1.

Se conoce lo siguiente:

- La carga de sólidos escogida es de 50 Kg/m<sup>2</sup>/d.
- El tiempo de retención hidráulico debe ser mayor de 24 horas.
- La concentración de fango espesado tendrá un valor de 50 g/l.

Se dispone de la aportación, obtenida anteriormente.

- Q<sub>f</sub> = 3 m<sup>3</sup>/día
- M<sub>f</sub> = 75,16 Kg/día

Obteniendo lo siguiente:

$$V(m^3) = \frac{Q_f}{24} \times TRH$$

$$V = 3 \text{ m}^3$$

$$A = \frac{M_f}{\text{Carga de solidos}}$$

$$A = 1,5 \text{ m}^2$$

$$h = 2 \text{ m}$$

$$\varnothing = 1,38 \text{ m}$$

Por lo que se decide instalar un tanque de:

<b>Diámetro</b>	<b>1,4</b>	<b>m</b>
<b>Con altura de</b>	<b>2</b>	<b>m</b>

Área	1,54	m <sup>2</sup>
Volumen	3,07	m <sup>3</sup>

$$Q_{s.e} = \frac{M_f}{\text{Concentración fango espesado}}$$

El caudal de salida del espesamiento será de  $Q_{s,e} = 75,16/50 = 1,5 \text{ m}^3/\text{día}$

### 11.3.3.10. Bombeo a digestión

El bombeo de fangos a digestión se realizara de la siguiente manera:

Como dato tenemos el Caudal total de entrada a entrar y escogemos el tiempo de reposo de la bomba.

$$T_{\text{reposo}} = 6 \text{ h/día}$$

$$Q_i = 2 \text{ m}^3 / \text{día}$$

Entonces:

Funcionando la bomba cada 6 horas, funciona 4 veces al día, debiendo introducir cada vez:

$$2(\text{m}^3/\text{día}) / 4(\text{veces/día}) = 0,5 \text{ m}^3/\text{vez}$$

Si cada ciclo de funcionamiento está en marcha durante 30 min (0,5 h), la bomba debe ser capaz de trasegar:

$$Q_{\text{bomba}} = 0,5 (\text{m}^3/\text{vez}) / 0,5 (\text{h/vez}) = 1 \text{ m}^3/\text{h}$$

Ya que estamos introduciendo los fangos de forma discontinua, extraeremos los fangos hacia el posterior tratamiento de igual manera.

### 11.3.3.11. Digestión aerobia de fangos

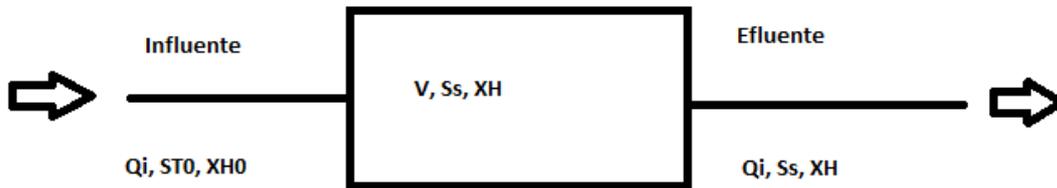
El siguiente diseño se obtiene de la referencia bibliográfica [2]:

El diseño de la digestión aerobia de fangos está basado en la obtención del tiempo de retención necesario para alcanzar una reducción dada del contenido en Sólidos suspendidos volátiles (SSV) presentes. El tiempo de retención necesario es función de las características del fango. Para un fango normal son necesarios entre 12 y 15 días para obtener una estabilización suficiente de los fangos biológicos. Las reducciones típicas de SSV varían del 35 al 45 % en 10 a 15 días a temperaturas de 20°C o mayores.

Una forma simplificada de llevar a cabo el diseño de este tipo de sistemas se basa en no considerar la biomasa autótrofa proveniente del tratamiento secundario previo (si existe) y considerar que se producirá la nitrificación completa.

Estableciendo de esta manera un balance de microorganismos heterótrofos en el reactor se obtiene:

$$ec A \quad Q_i X_H - Q_i X_{H0} = Q_i Y_H (S_{T0} - S_S) - b_H X_H V$$



$S_{T0}$  es la DQO biodegradable de los fangos, excluida la asociada a los microorganismos heterótrofos procedentes del tratamiento secundario,  $g/m^3$ . Se obtiene sumando la DQO biodegradable soluble y suspendida contenida en los fangos primarios más la DQO biodegradable soluble contenida en los secundarios.

$X_{H0}$  es la concentración en el caudal de fango a tratar de microorganismos heterótrofos procedentes del tratamiento biológico,  $g\ DQO/m^3$ .

Los valores a utilizar para los parámetros cinéticos son los mismos que para el proceso de fangos activados.

El porcentaje de SSV eliminado para el caso del tratamiento conjunto de fangos primarios y secundarios viene dado por:

$$ec\ B\ E_{SSV} = \frac{(SSV_{influentes}) - (SSV_{efluentes})}{SSV_{influentes}}$$

Siendo:

$$ec\ C\ SSV_{influentes} = Q X_{SSVNB0} + Q\Delta X \times i_{TSSBM} + Q \times X_{SSVB0} \times E_p$$

$$ec\ D\ SSV_{efluentes} = Q X_{SSVNB0} + (Q\Delta X + Q_i \times (X_H - X_{H0})) \times i_{TSSBM}$$

Dónde:

$E_{SSV}$ : Fracción de SSV eliminado en digestión

$X_{SSVNB0}$ : Concentración de SSVNB a la entrada de la planta,  $mg/l$

$X_{SSVB0}$ : SS volátiles biodegradables en el agua de entrada a la planta,  $mg/l$

$Q\Delta X$ : Producción total de biomasa (inerte y activa) en el proceso de fangos activados,  $g/d$

$E_p$ : Fracción de SS eliminados en la decantación primaria.

Admitiendo que  $S_s$  es despreciable, con las ecuaciones A y D se puede obtener los valores de V y XH que definen el diseño y la operación del sistema.

**Tiempo de retención celular**

Coincidirá con el de retención hidráulica:

$$\theta_c = \theta = \frac{V}{Q_i}$$

**Producción de biomasa heterótrofa**

$$Q\Delta X_h + Q\Delta X_{HIdigaer} = Q_i(X_H - X_{H0}) + f_{DH} b_H V X_H$$

Siendo  $Q\Delta X_{HIdigaer}$  la producción de debrís heterótrofas en la digestión aerobia en mg/l.

**Necesidades de oxígeno**

Las necesidades de oxígeno para la digestión aerobia pueden aproximarse asumiendo, como ya se ha comentado, nitrificación total.

El oxígeno necesario para oxidar la materia orgánica viene dada por:

$$MO_H = Q_i (S_{T0} - S_s) - Q_i (X_H - X_{H0}) - Q\Delta X_{HIdigaer}$$

El oxígeno necesario para oxidar todo el NKT a nitrato viene dado por:

$$MO_A = 4,57 \times (Q \times NH_0 \times E_{NKT} + 0,087 (Q (X_{H0} - X_H) - Q\Delta X_{HIdigaer}))$$

Las necesidades totales para la digestión vendrán dadas por la suma de las dos contribuciones.

Una aproximación más conservativa del valor de oxígeno necesario, la utilizada en nuestro caso, se puede realizar considerando 2,3 Kg de O<sub>2</sub> /Kg de SSV eliminado, incluyendo este valor las necesidades de O<sub>2</sub> para nitrificación.

**11.3.3.11.1. Dimensionado**

Cogemos un caudal algo superior al de entrada al digestor (1,5 m<sup>3</sup>/día) por seguridad.

$$Q_i = 2 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$S_{T0} = S_s + \%elim - DEC1^a \times \% Volatiles de SS \times DQO_{entrada-planta}$$

$$S_{T0} = 178,59 \text{ mg/l}$$

$$X_{H0} = 2335 \text{ mg/l}$$

Además:

XSSVNBO	80	mg/l
XSSVBO	186,6666667	mg/l
QΔX	17744,25552	g/d
Ep	2/3	
bh	0,2	1/días
Yh	0,6	g cel(DQO)/gN-NH4
itsbm	0,704225352	

Utilizando la ecuación E podemos obtener directamente el Volumen:

$$V = 2 \text{ m}^3/\text{día} \times 15 \text{ días} = 30 \text{ m}^3$$

Despejando de la ecuación A obtenemos XH.

$$X_H = 610,54 \text{ mg/l}$$

Resolviendo las ecuaciones C y D:

$$SSV_{inf} = 47660,4 \text{ g/día}$$

$$SSV_{ef} = 24343,1 \text{ g/día}$$

Utilizando con estos valores la ecuación B obtenemos:

$$E_{SSV} = 48,92 \%$$

Este rendimiento es más que razonable ya que es superior a los rendimientos (comentados antes) de 35 y 45 % obtenidos en 10 a 15 días.

Con una altura igual a la del tratamiento biológico las dimensiones serían las siguientes:

<b>h<sub>util</sub></b>	<b>3,5 m</b>
<b>S</b>	<b>8,57 m<sup>2</sup></b>
<b>R</b>	<b>1,65 m</b>
<b>∅</b>	<b>3,30 m</b>

Como la altura mínima de seguridad de resguardo para prever la formación de de espumas y evitar su vertido es de 0,9 m.

$$H = 4,4 \text{ m}$$

$$V_{tot} = 37,71 \text{ m}^3$$

### 11.3.3.11.2. Necesidades de oxígeno del digestor

Se propone el criterio conservativo, el cual consistía en considerar que por Kg de SSV eliminado se necesitaban 2,3 Kg de O<sub>2</sub>.

$$SSV_{eliminado} = SSV_{influyente} - SSV_{efluente}$$

$$SSV_{eliminado} = 47660,4 - 24343,1 = 23317,3 \text{ g/día} = 23,32 \text{ Kg SSV}_{eliminado}/\text{día}$$

$$MO_T = 23,32 \text{ Kg SSV}_{eliminado}/\text{día} \times 2,3 \text{ Kg O}_2/\text{Kg SSV}_{eliminado}$$

$$MO_T = 53,63 \text{ Kg O}_2/\text{día}$$

De igual manera que en la aireación del tratamiento biológico las necesidades oxígeno punta se obtienen multiplicando las medias por un factor de 1,5.

$$O_{r,punta} = MO_{T,punta} = 80,44 \text{ Kg O}_2/\text{día}$$

### 11.3.3.11.3. Capacidad de oxigenación del digestor

Se calculan con el mismo criterio utilizado en la aireación del reactor biológico.

Como se dimensiona también con aireadores de superficie y para la misma temperatura el factor de transferencia O<sub>r</sub>/O.C. será el mismo:

$$O_r/O.C. = 0,63$$

Entonces:

$$O.C. = O_r \times 1,582$$

$$O.C._{media} = 3,54 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$O.C._{punta} = 5,30 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

#### 11.3.3.11.4. Equipos de aireación para el digestor

Teniendo en cuenta que el aporte específico de las turbinas existentes en el mercado oscila entre 1,8 y 2 Kg O<sub>2</sub>/Kwh y que el rendimiento del conjunto motor reductor puede cifrarse en 0,9.

$$P = 5,3 / 1,9 / 0,9 = 3,10 \text{ KW}$$

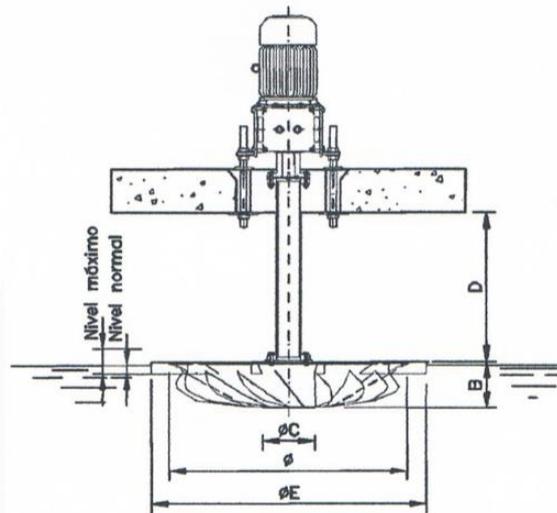
$$P = 4,21 \text{ CV}$$

Para la selección de aireadores de superficie se busca en hidrometalica.com:



Equipos para tratamiento de aguas  
y reciclaje de residuos  
Estructuras y calderería

AIREADORES	
EQUIPOS NORMALIZADOS	TUR
<p>Talleres HIDROMETALICA, fabrica de acuerdo con la normativa de la directriz de la Comunidad Europea "Máquinas 89/395/CEE, y con sus modificaciones y adiciones según las directivas 91/368 y 93/44, una gran variedad de Aireadores superficiales de Turbina, con las ventajas de:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Máxima aportación del oxígeno necesario</li> <li>✓ Baja potencia instalada con máximo rendimiento</li> <li>✓ Especialmente diseñados para fangos activados</li> </ul>	



REF <sup>a</sup>	Pi Cv	ϕ mm	B mm	D mm	ϕ C mm	ϕ E mm	Rotor r.p.m	Oxigen KgO <sub>2</sub> /h	Q m <sup>3</sup> /min	Nivel Normal mm	Nivel Max mm	ϕ Salpicad mm
TUR-3	3	800	155	1500	270	960	80	5.3	20	35	110	3.6
TUR-5	5.5	900	175	1500	300	1080	100	9.6	28	40	115	3.6
TUR-7	7.5	1000	190	1500	350	1200	110	13.2	36	42	120	4.2
TUR-10	10	1140	215	1500	400	1380	130	17.6	44	45	135	4.2
TUR-15	15	1250	230	1500	450	1490	72	25.3	48	50	160	4.5
TUR-20	20	1250	230	1500	450	1490	77	34.5	60	55	170	5.4
TUR-25	25	1530	280	1750	550	1860	44	42.5	80	58	180	5.4
TUR-30	30	1650	304	1750	600	2024	48	50.6	100	60	190	5.4

Mirando la tabla anterior (catálogo de Aireadores superficiales de turbina en hidrometalica.com) escogemos el aireador a usar. Con una unidad con referencia TUR-5 serían suficiente ya que equivaldría a una potencia de 5,5 CV (mayor que 4,21 CV) y a un oxígeno proporcionado de 9,6 Kg O<sub>2</sub>/hora (mayor que 5,3 Kg O<sub>2</sub>/hora). Se instalarían con variadores de frecuencia para poder variar la velocidad de giro de la turbina y con ello el aporte.

Se comprueba que el nivel de agitación sea el adecuado para el licor mezcla:

- **Nivel de agitación.** Se pueden utilizar las siguientes fórmulas, en el caso de aireadores superficiales:

$$P = 0,004 \times \text{MLSS} + 5 \quad (\text{MLSS} < 2.000 \text{ mg/l})$$

$$P = 8,125 \ln \text{MLSS} - 48,75 \quad (\text{MLSS} > 2.000 \text{ mg/l})$$

Siendo: P = potencia, en W/m<sup>3</sup>, luego en nuestro caso:

Se estudia para que cantidad de sólidos en el reactor la potencia instalada pasará a ser menor que la necesaria.

En este caso pues utilizaríamos la segunda fórmula:

$$P(\text{específica}) = 8,125 \times \ln(X_{SST}) - 48,75$$

$$e^{\frac{P+48,75}{8,125}} = X_{SST}$$

$$P = 4,048 \text{ (KW)} \times 1000 = 4048 \text{ W}$$

$$P_{\text{específica}} = 4048 / 30 = 134,93 \text{ W/m}^3$$

$$X_{SST} = 6,57 \times 10^9 \text{ mg/l}$$

Como sabemos que la concentración va a ser mucho menor, podemos afirmar que la potencia instalada es, sobradamente mayor que la necesaria para tener un buen nivel de agitación.

Se propone un tanque con una superficie de  $8.57 \text{ m}^2$ , una altura útil de  $3,5 \text{ m}$  (Volumen útil de  $30 \text{ m}^3$ ) y una altura total de  $4.4 \text{ m}$  ( $V_{\text{TOTAL}} = 37,71 \text{ m}^3$ ). Las dimensiones se escogerán teniendo en cuenta que deben caber los dos aireadores de superficie de turbina y que deben estar bien repartidos en tanque ya que se trata de un tratamiento por fangos activados de aireación prolongada con mezcla completa.

### 11.3.3.12. Bombeo a eras de secado (2)

Como se ha mencionado antes se bombearán de igual manera que se introducían al digestor, de forma discontinua. En las condiciones más desfavorables, admitiendo que el caudal de fangos es el mismo al que se introdujo en el digestor (No se ha perdido Volumen en el digestor) se bombeará un total de  $2 \text{ m}^3/\text{día}$  de igual manera que el bombeo a digestión. Por tanto la bomba funcionará 4 veces al día ( $T_{\text{reposo}} = 6 \text{ horas}$ ) funcionando media hora cada ciclo. Por tanto deberá ser capaz de trasegar:

$$Q_{\text{bomba}} = 1 \text{ m}^3/\text{h}$$

### 11.3.3.13. Eras de Secado (2)

Aportación prevista:

- $Q_{s,e} \text{ (m}^3/\text{día)} = 2 \text{ m}^3/\text{día}$
- $M_f \text{ (Kg/día)} = 75,16 \text{ Kg/día}$

( $M_f \text{ (Kg/día)} = 75,16 \text{ Kg/día}$  en condiciones más desfavorables)

Pasamos a obtener dichos valores:

$$Q_{s,e} = 2 \text{ m}^3/\text{día} \times 365 \text{ días/año} = 730 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$V_{\text{min}} = 730 \text{ (m}^3/\text{año)} / 10 \text{ (llenado/año)} = 73 \text{ m}^3$$

$$A_{\text{min}} = 75,16 \times 365 / 120 = 228,61 \text{ m}^2$$

Se escoge solamente el valor del volumen mínimo ya que escogiendo ambos valores nos saldría un espesor útil de  $0,32 \text{ m}$  y el máximo es de  $0,25 \text{ m}$ :

$$V = 73 \text{ m}^3$$

$$A = 73/0,25 = 292 \text{ m}^2$$

El número de eras se calcula como:

$$V_{\text{orientativo}} = 2 \text{ días} \times Q_{\text{aportación (digestor)}} = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^3/\text{era}$$

$$\text{Número-Eras} = V/V_{\text{era}} = 19 \text{ eras de secado}$$

$$\text{Área}_{\text{era}} = 292/19 = 15,37 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{era}} = 73/19 = 3,84 \text{ m}^3$$

Se comprueba que el espesor sea menor de 0,25 m

$$E = 3,84/15,37 = 0,25 \text{ m}$$

Se adaptan las eras a las siguientes dimensiones.

<b>Número eras</b>	<b>19</b>
<b>Altura útil</b>	<b>0,25 m</b>
<b>Altura total</b>	<b>0,5 m</b>
<b>Área era</b>	<b>15,4 m<sup>2</sup></b>
<b>Volumen útil</b>	<b>3,84 m<sup>3</sup></b>
<b>Volumen total</b>	<b>7,7 m<sup>3</sup></b>

Se comprueba la carga de sólidos y la utilización anual

$$\text{Carga de sólidos} = 93,76 < 120 \text{ Kg/m}^2/\text{día}$$

$$\text{Utilización anual} = 10,00 < 10$$



## **12. Anexo 2, estudio hidráulico**



## Índice del estudio hidráulico

12. Anexo 2, estudio hidráulico.....	155
Índice del estudio hidráulico .....	157
12.1. Dimensionado de las tuberías a presión .....	158
12.1.1. Recirculación interna a modo de ejemplo de cálculo (zona óxica-anóxica) .....	158
12.1.2. Resultados de la altura necesaria y diámetro de tuberías.....	159
12.1.3. Bombeos.....	160
12.1.3.1. Bombeo de pozo de bombeo .....	160
12.1.3.2. Bombeo en recirculación interna.....	161
12.1.3.3. Bombeo de recirculación externa .....	163
12.1.3.4. Bombeo de fangos a espesamiento .....	163
12.1.3.5. Bombeo de Sobrenadantes del espesado a cabecera. ....	163
12.1.3.6. Bombeo de fangos a secado .....	164
12.1.4. Válvulas a instalar para obtener el punto de funcionamiento.....	165
12.1.4.1. Pérdidas de las Válvulas .....	166
12.1.4.2. Válvulas de Bola .....	168
12.1.4.3. Válvula de mariposa .....	168
12.2. Dimensionado de las tuberías por gravedad .....	170
12.2.1. Dimensionado de canales antes del aliviadero:.....	170
12.2.2. Dimensionado de canales después del aliviadero: .....	171
12.2.2.1. Desarenador-pozo de bombeo .....	171
12.2.2.2 Reactor biológico – Decantador secundario .....	171
12.2.2.3. Decantador secundario-vertido .....	172
13. Bibliografía consultada.....	173

## 12.1. Dimensionado de las tuberías a presión

Para dimensionar las tuberías a presión se sigue el siguiente método:

Se decide la velocidad máxima y a partir de esta velocidad y el caudal se obtiene la Sección mínima. De esta sección se elegirá la tubería de catálogo con diámetro superior al valor obtenido.

Para obtener las características de la bomba necesaria se calcula la presión que debe ofrecer la bomba (Altura a salvar más pérdidas). Con el caudal máximo a trasegar para cada caso y dicha presión necesaria se podrá elegir bomba en el catálogo.

La pérdida de carga en la tubería se calculará con la Formula de Manning:

$$\Delta h = 10,3 \times n^2 \times \frac{Q^2}{D^{5,33}} \times L$$

Siendo:

n Coeficiente de rugosidad, adimensional ( 0,008 para el PE).

Q Caudal, m<sup>3</sup>/s.

D Diámetro, m.

L Longitud, m.

Se escogen tuberías de PE (polietileno) 100 ya que el catálogo informa que su uso puede ser para aguas no potables.

Para calcular las pérdidas en los codos se calcula la Longitud equivalente que produciría la misma pérdida. Se toma la siguiente expresión:

$$Le = K \times \frac{D}{f}$$

Siendo f = 0,014

### 12.1.1. Recirculación interna a modo de ejemplo de cálculo (zona óxica-anóxica)

$$v_{\max} = 0,2 \text{ m/s}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$Leq = 3,14 \text{ m}$$

$$L_T = 13,34 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = R_i \times Q_{\max} = 1,387 \times 7,17 / 3600 = 0,00276 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S_{\min} = 0,00276 / 2 = 0,00138 \text{ m}^2$$

$$\varnothing = 41,94 \text{ mm}$$

Diámetro inmediatamente superior de Polietileno (PE100):

$$\varnothing_{\text{comercial-ext}} = 50 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{\text{comercial-int}} = 50 - 3 \times 2 = 44 \text{ mm}$$

Con referencia: R. 0590500102

Y precio: 1,29 €/m

Se calcula la pérdida de carga con la fórmula de Manning tomando como Longitud la longitud total (L+ L<sub>eq</sub>):

$$\Delta h \text{ (mca)} = 1,124 \text{ mca}$$

$$H_{\text{bomba}} = \Delta h + \Delta z$$

$$H_{\text{bomba}} = 1,124 \text{ mca}$$

La presión nominal de la tubería seleccionada es PN 10 bares, que equivale a 101,97 mca. Por lo que dicha tubería aguantará sobradamente.

Para las diferentes separaciones entre tratamientos.

Longitudes entra tratamientos	ΔL (m)	ΔLeq /codo (m)	ΔL TOTAL (m)
Pozo de bombeo a Entrada reactor biológico	10 m	4,714285714	14,71428571
Salida-Entrada reactor (Recirculación interna)	10 m	3,142857143	13,14285714
Decantación 2ª a Entrada reactor (R.externa)	22 m	3,142857143	25,14285714
Bombeo de fangos a espesamiento	10 m	2	12
Bombeo de Sobrenadantes espesador	50 m	2	52
Bombeo de fangos a secado	20 m	2	22
Reactor biológico a decantador (por gravedad)	10 m		

Se calculan los demás tramos con tuberías a presión de la misma manera. Los resultados se muestran en la tabla mostrada:

### 12.1.2. Resultados de la altura necesaria y diámetro de tuberías

Altura a vencer desde	ΔH (m)	Δh (mca)	Qmax (m3/s)	Hbomb (mca)	P (KW)
Pozo de bombeo a Entrada reactor biológico	6 m	0,55840	0,0054	6,56	0,35
Salida-Entrada reactor (Recirculación interna)	0 m	1,12380	0,00276	1,12	0,03
Decantación 2ª a Entrada reactor (R.externa)	0,2 m	1,60925	0,0024	1,81	0,04
Bombeo de fangos a espesamiento	0,2 m	1,84655	0,0011	2,05	0,02
Bombeo de Sobrenadantes espesador	0	8,00172	0,0011	8,00	0,09
Bombeo de fangos a secado	0 m	3,3853	0,0011	3,39	0,04

$$\Delta H = \Delta z$$

Con el caudal y la altura se seleccionan las bombas.

En las siguientes tablas se muestran los valores de los parámetros necesarios para calcular los caudales y las alturas necesarias:

Altura a vencer desde	vmax (m/s)	Smin(m2)	Material	PN (bar)	PN(mca)	Referencia
Pozo de bombeo a Entrada reactor biológico	2	0,00271	PE	10	101,974	R. 0590750102
Salida-Entrada reactor (Recirculación interna)	2	0,00138	PE	10	101,974	R. 0590500102
Decantación 2ª a Entrada reactor (R.externa)	2	0,00120	PE	10	101,974	R. 0590500102
Bombeo de fangos a espesamiento	2	0,00056	PE	10	101,974	R. 0590320102
Bombeo de Sobrenadantes espesador	2	0,00056	PE	11	112,172	R. 0590320102
<b>Bombeo de fangos a secado</b>	<b>2</b>	<b>0,00056</b>	<b>PE</b>	<b>10</b>	<b>101,974</b>	<b>R. 0590320103</b>

Altura a vencer desde	Ø interiores			espesor (mm)
	Ø(mm)	Øcom (mm)	Øcom-ext(mm)	
Pozo de bombeo a Entrada reactor biológico	58,75	66	75	4,5
Salida-Entrada reactor (Recirculación interna)	41,94	44	50	3
Decantación 2ª a Entrada reactor (R.externa)	39,01	44	50	3
Bombeo de fangos a espesamiento	26,60	28	32	2
Bombeo de Sobrenadantes espesador	26,60	28	32	2
<b>Bombeo de fangos a secado</b>	<b>26,60</b>	<b>28</b>	<b>32</b>	<b>2</b>

En el de bombeo de fangos a secado se ha dejado la tabla subrayado de amarillo. Esto es porque al tratarse de fango ya espesado la presión a suministrar será mayor ya la densidad y viscosidad cinemática del fango serán ya lo suficiente mayor que la del agua. Por esta razón la perdida de carga será bastante mayor y no se podrá calcular como si fuera agua. Por este motivo, se instalará una bomba regulable con una potencia razonable (mayor que la obtenida en la tabla). Esta bomba podrá trasegar dicho caudal sobradamente ya que además no hay diferencia de altura entre la salida del espesador y las eras de secado.

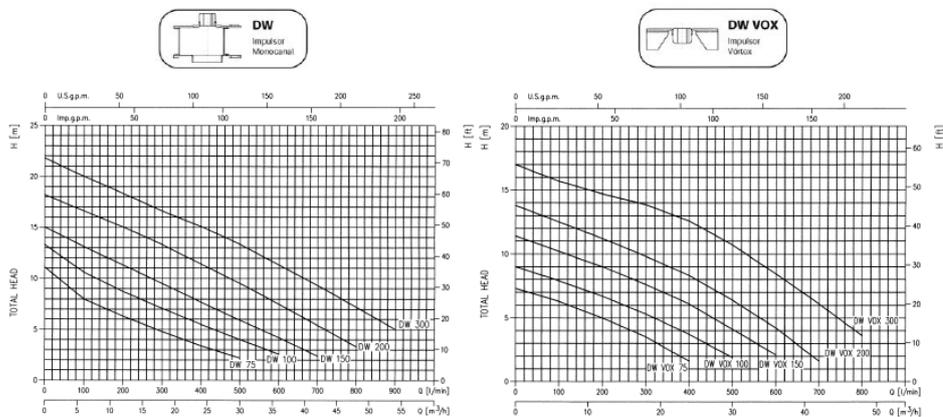
### 12.1.3. Bombeos

#### 12.1.3.1. Bombeo de pozo de bombeo

www.ebara.es

ELECTROBOMBA SUMERGIBLE PARA AGUAS FECALES  
ACERO INOX. AISI 304

**CURVAS DE CARACTERÍSTICAS** (según ISO 9906 / 2)



**TABLA DE CARACTERÍSTICAS**

Modelo		kW	CV	Condensador		Int. absorbida (A)		l/min m³/h	Q=Caudal									
Monofásica 230V 50Hz	Trifásica 400V 50Hz			µF	Vc	1- 230V	3- 400V		100	200	300	400	500	600	700	800	900	
		H=Altura manométrica total en m																
DW 75 M	DW 75	0,55	0,75	20	450	3,9	1,5	8	6,3	4,8	3,4	2,2	-	-	-	-		
<b>DW 100 M</b>	DW 100	0,75	1	25	450	5,9	2,1	10,6	8,7	7,1	5,5	4	2,6	-	-	-		
DW 150 M	DW 150	1,1	1,5	31,5	450	7,3	2,8	13,1	11,3	9,5	7,7	5,9	4,2	2,4	-	-		
-	DW 200	1,5	2	-	-	-	3,6	16,6	15	13,3	11,4	9,5	7,5	5,4	3,3	-		
-	DW 300	2,2	3	-	-	-	5,0	20	18,3	16,6	15,1	13,3	11,3	9,3	7,2	5		
DW VOX 75 M	DW VOX 75	0,55	0,75	20	450	3,9	1,4	6,3	5	3,5	1,6	-	-	-	-	-		
DW VOX 100 M	DW VOX 100	0,75	1	25	450	5,8	2,1	7,9	6,7	5,3	3,7	1,9	-	-	-	-		
DW VOX 150 M	DW VOX 150	1,1	1,5	31,5	450	7,3	2,8	10,2	9	7,6	6,1	4,1	2,1	-	-	-		
-	DW VOX 200	1,5	2	-	-	-	3,3	12,5	11,2	9,8	8,3	6,4	4,2	1,6	-	-		
-	DW VOX 300	2,2	3	-	-	-	4,4	15,7	14,7	13,9	12,6	10,7	8,4	6,1	3,6	-		

Se decide comprar tres bombas DW 100 M (2 en uso +1 recambio). Se instalan en paralelo para poder llegar a trasegar el caudal de 19,52 m³/día con una Presión de 6,38 mca.

El caudal de cada bomba será de 19,52/2 = 9,76 m³/día. Con la curva característica de la bomba podemos calcular la presión que podrá ejercer nuestras bombas:

$$H_{\text{bomb}} > 6,58$$

$$Q = 9,76 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\frac{12 - 6}{8,7 - 10,6} = \frac{12 - 9,76}{8,7 - x}$$

$$x = 9,4 \text{ mca} > 6,56$$

Como es mayor que los 6,56 mca dicho bombeo será correcto.

Precio/bomba = 497,32 euros

En esta tubería se colocará un caudalímetro, además del ya instalado previo al pozo, para conocer el caudal que se está bombeando al tratamiento secundario.

### 12.1.3.2. Bombeo en recirculación interna

$$H_{\text{bomb}} > 1,12 \text{ mca}$$

$$Q_{\text{bomb}} = 9,9 \text{ m}^3/\text{h}$$

Modelo BEST ONE



Modelo BEST ONE VOX: Impulsor Vortex

**PRESTACIONES**

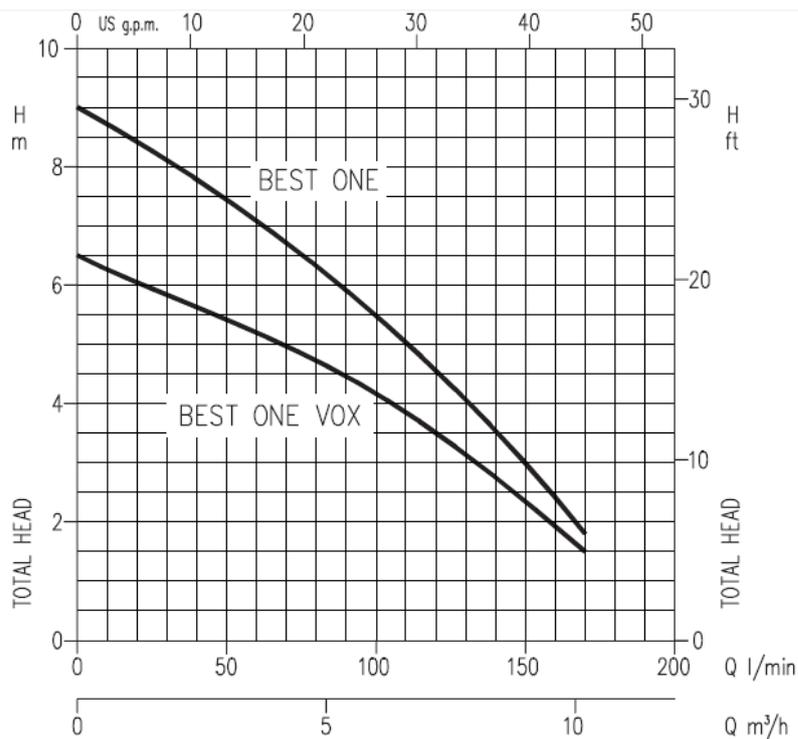
- Máxima inmersión: 5 m.
- Temperatura máx. del líquido vehiculado: 50°C
- Máximo paso de sólidos: 10 mm / 20 mm (Versión VOX)

**MATERIALES**

- Cuerpo de impulsión, filtro, impulsor, carcasa de motor: Ac. Inox AISI 304.
- Eje motor: Ac. Inoxidable AISI 303.
- Cierre mecánico de serie: Cerámica/carbón/NBR.
- Cable 5 m con enchufe tipo Schuko.
- Disponible versiones: **M: Monofásica.**  
**MA: Con regulador de nivel.**  
**MS: Con regulador magnético**  
**Vox: Vórtex**

**DATOS TÉCNICOS**

- Motor asíncrono, 2 polos, motor 230V 50 Hz.
- Aislamiento Clase F
- Monofásica 230V ± 10% 50 Hz
- Trifásica 400V ± 10% 50 Hz
- Condensador y protección termoamperimétrica de rearme automático incorporados (monofásica),
- Protección IP68
- Conexión descarga: DNI 1 1/4"



**TABLA DE CARACTERÍSTICAS**

Modelo	kW	CV	Condensador		Int. Absorbida(A)	Q=Caudal	H=Altura manométrica total en m										
			µF	Vc			20	40	80	120	160	170					
Monofásica 230V 50Hz					Mono-fásica	l/min	1,2	2,4	4,8	7,2	9,6	10,2					
BEST ONE	0,25	0,33	8	450	2,2	m³/h	8,3	7,8	6,3	4,5	2,4	1,8					
BEST ONE VOX	0,25	0,33	8	450	2,0		6	5,6	4,8	3,5	2	1,5					

$$H_{\text{bomb}} = 2,1 \text{ mca} > 1,12$$

Precio/bomba = 415,98 euros

### **12.1.3.3. Bombeo de recirculación externa**

$$H_{\text{bomba}} > 1,81 \text{ mca}$$

$$Q_{\text{bomba}} = 8,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Modelo BEST ONE VOX

Obtenemos pues que para nuestro caudal tendremos una altura de

$$H_{\text{bomb}} = 2,75 > 1,81 \text{ mca}$$

Se compran dos, una para uso y otra de reserva.

Precio/bomba = 405,16 euros

### **12.1.3.4. Bombeo de fangos a espesamiento**

$$Q = 4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{\text{bomb}} > 2,05 \text{ mca}$$

Modelo BEST ONE VOX

$$H_{\text{bomb}} = 5,07 \text{ mca} > 2,05$$

Precio/bomba = 405,16 euros

Se deciden comprar dos bombas (1+1reserva).

### **12.1.3.5. Bombeo de Sobrenadantes del espesado a cabecera.**

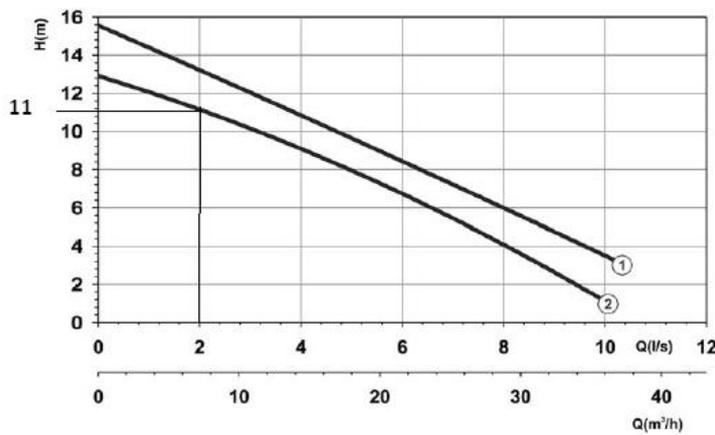
Se escoge el caudal más alto que podría darse, el de estrada al espesamiento. Tiene un valor de  $4 \text{ m}^3/\text{día}$  ( $4 \text{ m}^3/\text{h}$  en el bombeo a espesamiento ya que solamente purga 1 vez al día), purgando en este caso dos veces al día nos daría un caudal de:

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{\text{bomb}} > 8 \text{ mca}$$

Modelo DRV/A50-140-1,4

**CURVAS DE CARACTERÍSTICAS**



**2 POLOS - FUNDICIÓN**



**TABLAS DE CARACTERÍSTICAS**

Curva Nº y Modelo	P1 (kW)		Int. absorbida (A)		Paso de Sólidos Ø (mm)	DN	l/mjn m³/h	Q=Caudal											Peso kg
	1~	3~	1~ 230 V	3~ 400 V				40	60	80	100	150	200	300	400	550	600		
(2) DRV/A50-140-1,4	-	1,4	-	3,5	50	50	12,2	12	11,8	11,5	10,6	9,9	8	6	2,4	1	43		
(1) DRV/A50-155-2,4	-	2,4	-	5	50	50	14,6	14,2	13,9	13,4	12,4	11,6	9,5	7,7	4,4	3,6	43		

Modelo disponible en versión antideflagrante ATEX

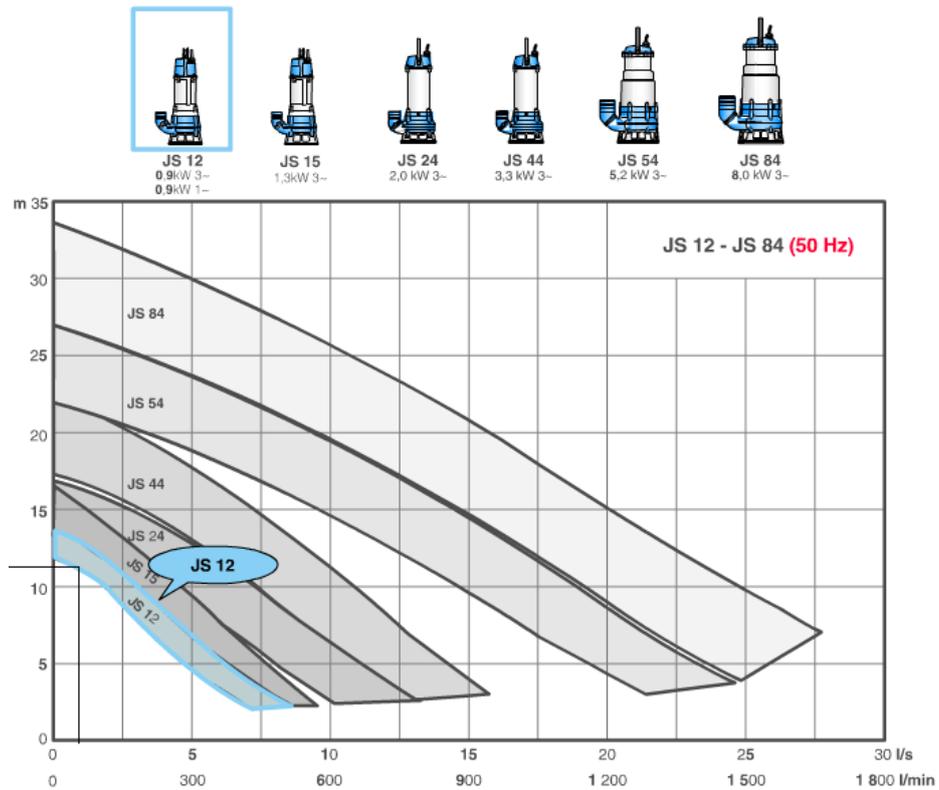
$H_{bomb} = 11 \text{ mca} > 8$

**12.1.3.6. Bombeo de fangos a secado**

En este caso al tratarse de fango ya espesado la presión a suministrar será mayor. Esto se debe a que la densidad y viscosidad cinemática del fango es ya lo suficiente mayor que la del agua, por lo que la pérdida de carga será bastante mayor. Por este motivo se instalará una bomba regulable con una Potencia razonable. Esta bomba podrá por dicho caudal sobradamente y que además no hay diferencia de altura entre la salida del espesador y las eras.

Se instalará una bomba de las siguientes características:

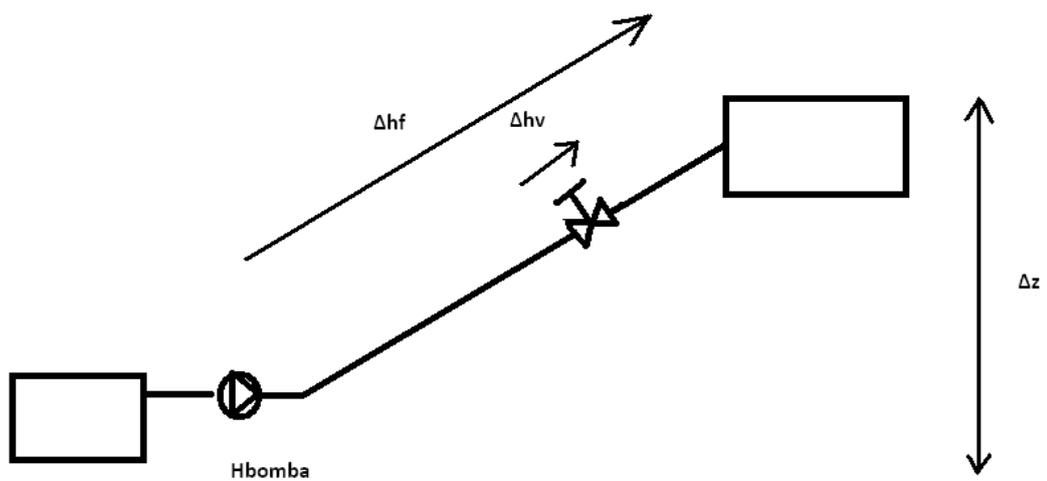
BS bomba sumergible de lodos JS 12 - 50 Hz



Precio<sub>bomba</sub> = 575,16 euros

### 12.1.4. Válvulas a instalar para obtener el punto de funcionamiento

Se calcularan de la siguiente manera:



$$\frac{P1}{\gamma} + \frac{v1^2}{2g} + z1 + Hbomba = \frac{P2}{\gamma} + \frac{v2^2}{2g} + z2 + \Delta hv + \Delta hf$$

$$\frac{P1}{\gamma} = \frac{v1^2}{2g} = \frac{P2}{\gamma} = \frac{v2^2}{2g} = 0$$

$$z2 - z1 = \Delta z$$

Las pérdidas por el paso del agua a través de la tubería se calculan nuevamente con la ecuación:

$$\Delta hf = 10,3 \times n^2 \times \frac{Q^2}{D^{5,33}} \times L$$

La pérdida de carga en la válvula:

$$\Delta hv = K \times \frac{v^2}{2g}$$

Sustituyendo en la primera ecuación:

$$Hbomba - \Delta z - 10,3 \times n^2 \times \frac{Q^2}{D^{5,33}} \times L = K \times \frac{v^2}{2g}$$

$\Delta z$  es,  $H_{bomba}$ , el diámetro de la tubería, los caudales circulantes son conocidos, por lo que se calculan las constantes de la válvula a regular.

### 12.1.4.1. Pérdidas de las Válvulas

Se calculan las K, las pérdidas necesarias y el parámetro  $C_v$  de las diferentes válvulas.

A partir de lo siguiente:

Altura a vencer desde	Hbombcom	Qmax(m3/s)	q(l/s)	$\Delta z$	$\phi_{com}$ (mm)	$\Delta L$ (m)	S (m2)
Pozo de bombeo a Entrada reactor biológico	9,4	0,00542222	5,422	6	66	14,7	0,0034
Salida-Entrada reactor (Recirculación interna)	2,1	0,00276244	2,762	0	44	13,1	0,0015
Decantación 2ª a Entrada reactor (R.externa)	2,75	0,00239	2,39	0,2	44	25,1	0,0015
Bombeo de fangos a espesamiento	5,07	0,00111111	1,111	0,2	28	12	0,0006
Bombeo de Sobrenadantes espesador	11	0,00111111	1,111	0	28	52	0,0006

$$Cv = \frac{Q}{\sqrt{\Delta P}}$$

Q en m<sup>3</sup>/h y  $\Delta P$  en bares

Altura a vencer desde	Kmax	hvmax(mca)	hvmax(bar)	Cv
Pozo de bombeo a Entrada reactor biológico	22,1954283	2,8416046	0,27876141	36,9711948
Salida-Entrada reactor (Recirculación interna)	5,80283742	0,97619631	0,09576486	32,1360527
Decantación 2ª a Entrada reactor (R.externa)	7,47077396	0,94074502	0,09228709	28,3223924
Bombeo de fangos a espesamiento	18,217915	3,0234498	0,29660043	7,34470076
Bombeo de Sobrenadantes espesador	18,0662683	2,99828247	0,29413151	7,37546175

Por lo que para cada tramo habrá que comprar una válvula que pueda cerrar el paso del agua además de otra reguladora de caudal que permita obtener el caudal deseado introduciendo las pérdidas dadas.

Se escogen dos tipos de válvulas, unas para dejar pasar o no el agua residual, y otras para regular el caudal regulando las pérdidas de carga de ésta.

### 12.1.4.2. Válvulas de Bola

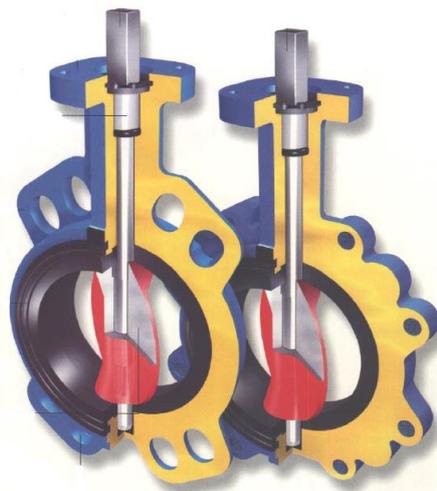
#### VÁLVULAS DE BOLA FLOTANTE

Diámetro		PN 16 Mod. I16F2	PN 16 Mod. C16F2 y S16F2
DN	NPS		
15	1/2"	5	-
20	3/4"	6	-
25	1"	8	-
32	1.1/4"	15	-
40	1.1/2"	20	-
50	2"	25	-
65	2.1/2"	40	40
80	3"	60	60
100	4"	120	120
125	5"	150	150
150	6"	250	250
200	8"	500	500
250	10"	-	-

### 12.1.4.3. Válvula de mariposa

#### Válvula de mariposa

#### EJE CENTRADO WAFER O LUG BV-05-2CW/2CL



- Eje en acero inox. AISI-420
- Cojinetes autolubricados de bronce B-62
- Cuerpo en fundición dúctil GGG-40 con protección epoxi RAL-5015
- Disco de acero inox. AISI-316 (Opcionalmente otro material).
- Anillo envolvente en EPDM (Opcional NBR, Vitón Hypalón, etc.)
- Conexión tipo wafer DN-32 a DN-700 ó lug DN-40 a DN-300.
- Longitud de montaje según DIN 5752 serie 20.
- Cierre bidireccional.
- Temperatura máxima 80°C.

**Válvulas**

A continuación se muestra una tabla con las válvulas escogidas:

	Válvulas					
	DN		Precio/unidad		Ud	
	De bola	Mariposa	De bola	Mariposa	De bola	Mariposa
Pozo de bombeo a Entrada reactor biológico	80	80	334,71	54,49	1	1
Salida-Entrada reactor (Recirculación interna)	50	50	178,5	41,44	1	1
Decantación 2º a Entrada reactor (R.externa)	50	50	178,5	41,44	1	1
Bombeo de fangos a espesamiento	32	32	133,31	38,94	1	1
Bombeo de Sobrenadantes espesador	32	32	133,31	38,94	1	1
Bombeo de fangos a secado	32	32	133,31	38,94	1	1

## 12.2. Dimensionado de las tuberías por gravedad

Se dimensiona utilizando la fórmula de diseño de canal abierto de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times s^{1/2}$$

Siendo:

- Q Caudal, m<sup>3</sup>/s.
- n de rugosidad, adimensional ( 0,01 para el PUC).
- A Sección de la conducción, m<sup>2</sup>.
- R Radio hidráulico ( $A_{\text{mojada}}/\text{Perímetro}_{\text{mojado}}$ ), m.
- s Pendiente de la conducción.

Se dimensiona la tubería para la situación más desfavorable, es decir, con caudal máximo y teniendo en cuenta que el fluido llegue como máximo hasta la mitad de sección circular. Se decide así porque en este tipo de secciones, en canal abierto, el comportamiento del fluido cambia totalmente al sobrepasar este límite.

$$A_{\text{humeda}} = \frac{\pi \times r^2}{2}$$

$$P_{\text{humedo}} = \frac{2\pi r}{2}$$

$$R_{\text{hidraulico}} = \frac{A_{\text{humeda}}}{P_{\text{humedo}}} = \frac{r}{2}$$

Introduciendo en la ecuación de canal abierto:

$$Q = \frac{1}{n} \times \pi r^2 \times \left(\frac{r}{2}\right)^{2/3} \times s^{1/2}$$

Despejando r:

$$r = \sqrt[8]{\left(\frac{Q \times n \times 2^{2/3}}{s^{1/2} \times \pi}\right)^3}$$

$$\emptyset = 2 \times \sqrt[8]{\left(\frac{Q \times n \times 2^{2/3}}{s^{1/2} \times \pi}\right)^3}$$

### 12.2.1. Dimensionado de canales antes del aliviadero:

El canal de desbaste ya está dimensionado, además con la misma expresión pero obteniendo la velocidad (calculado en “dimensionamiento de las unidades de depuración”, “Canal de

desbaste”). El agua residual pasará del canal de desbaste donde se encuentran las rejas de gruesos (con la anchura aumentada) y llegará al desarenador, el cual también está dimensionado. De ahí el agua llegará al pozo de bombeo.

### 12.2.2. Dimensionado de canales después del aliviadero:

Como previo al desarenador se encuentra el aliviadero (el cual se abrirá y cerrará de forma manual), a partir de éste tratamiento, el caudal máximo que pueda circular por la planta será de de  $19,52 \text{ m}^3/\text{h}$ .

#### 12.2.2.1. Desarenador-pozo de bombeo

De desarenador a pozo de bombeo el canal se dimensiona como se ha explicado en el apartado anterior.

La pendiente se toma del 1%, algo mayor que en el canal de desbaste (0,8 %)

$$s = 1/100$$

$$n = 0,01$$

$$Q = 19,52 \text{ m}^3/\text{h}$$

	s (%)	Q(m/h)	Q(m/s)	n	r (m)	∅ (m)
Desarenador-Pozo de bombeo	1%	19,52	0,0054	0,01	0,046	0,092

#### 12.2.2.2 Reactor biológico – Decantador secundario

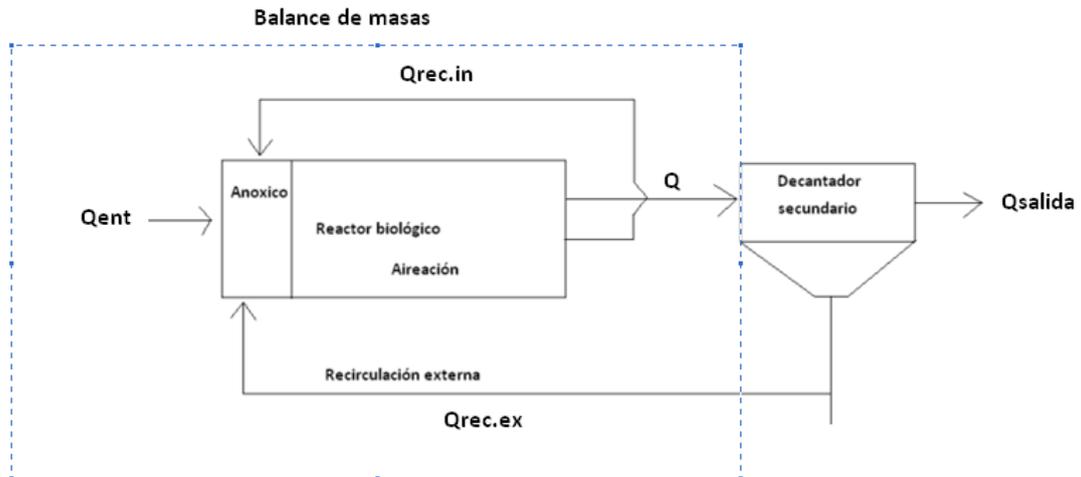
La pendiente se puede calcular sabiendo la diferencia de longitud y de altura que hay entre los dos tratamientos.

$$\Delta L = 10 \text{ m}$$

$$\Delta H = h_{\text{salida-reactor}} - h_{\text{entrada-decantador}} = 23 - 22,8 = 0,2 \text{ m}$$

$$s = 0,2/10 = 0,02 = 2\%$$

Por otro lado para calcular el Caudal que se trasiega se realiza el siguiente balance de masas en el reactor:



$$Q_{ent} + Q_{rec.in} + Q_{rec.ex} = Q_{rec.in} + Q$$

$$Q = Q_{ent} + Q_{rec.ex} = Q_{ent} (1 + R_{ext}) = 19,52 (1 + 1,2) = 42,944 \text{ m}^3/\text{h}$$

Además se sabe que  $n$  sigue siendo 0,01. La tabla siguiente muestra los resultados:

	s (%)	Q(m/h)	Q(m/s)	n	r (m)	$\phi$ (m)
Reactor biológico-Decantador 2º	2%	42,944	0,0119	0,01	0,054	0,109

### 12.2.2.3. Decantador secundario-vertido

La adaptamos a una pendiente del 2% con  $n$  de 0,01 y Caudal  $Q_{max}$  de  $19,52 \text{ m}^3/\text{h}$ . Por lo tanto:

	s (%)	Q(m/h)	Q(m/s)	n	r (m)	$\phi$ (m)
Decantador 2º-vertido de agua	2%	19,52	0,0054	0,01	0,041	0,081

## 13. Bibliografía consultada

- [1] “Manual de diseño de aguas residuales”. Aurelio Hernández Lehmann. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2000).
  
- [2] “Tratamientos biológicos de aguas residuales”. José Ferrer Polo, Aurora Seco Torrecillas. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Valencia (1998).
  
- [3] “Dimensionamiento de estaciones depuradoras de aguas residuales”. José Genaro Batanero Bernabeu. CEDEX (2013).
  
- [4] “Depuración y desnitrificación de aguas residuales”. Aurelio Hernández Muñoz. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2001).
  
- [5] “Manual de depuración URALITA”. Aurelio Hernández Muñoz, Aurelio Hernández Lehmann y Pedro Galán Martínez. URALITA productos y servicios, SA Editorial Paraninfo (1996).
  
- [6] “Ingeniería de Aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización”. Metcalf & Eddy. McGraw-Hill (1995).
  
- [7] “Tratamiento de aguas residuales”. R. S. Ármalo. Editorial Reverté (1993)
  
- [8] “Datos demográficos del Instituto Nacional de Estadística, INE. [www.ine.es](http://www.ine.es)



## **14. Pliego de condiciones**



## Índice del pliego de condiciones

Índice del pliego de condiciones .....	177
14.1. Objeto del pliego .....	178
14.2. Condiciones que deben cumplir.....	178
14.2.1. Tuberías.....	178
14.2.2. Bombas.....	178
14.2.2.1. Bombas sumergibles para aguas residuales .....	178
14.2.2.2. Bombas dosificadoras .....	179
14.2.3. Válvulas .....	179
14.2.3.1. Válvulas de mariposa .....	180
14.2.3.2. Válvulas de bola .....	181
14.2.3.3. Válvulas de membrana.....	181
14.2.4. Aireadores de superficie y agitadores.....	181
14.3. Ejecución de las obras .....	182
14.3.1. Tuberías.....	182
14.3.2. Bombas.....	182
14.3.3. Válvulas .....	183
14.3.4. Aireadores de superficie y agitadores.....	183

## 14.1. Objeto del pliego

Este Pliego regirá, en la ejecución de las obras definidas en el presente Proyecto, durante todo el periodo de duración de las mismas.

## 14.2. Condiciones que deben cumplir

### 14.2.1. Tuberías

Las tuberías que funcionen bajo presión deberán ser de Polietileno de alta densidad PE 100 con Presión nominal de 10 bares. En concreto deben ser tuberías PE 100 para aguas no potables con marca de calidad AENOR.

Estarán exentas de burbujas y grietas, presentando una superficie exterior e interior lisas y con una distribución uniforme de color.

Las características deberán ser conforme con lo especificado en las Normas UNE 53131, UNE 53965, UNE 53966 y la instalación y el manejo de los tubos según la Norma UNE 53394.

Asimismo, para que su utilización sea admisible, los tubos deberán cumplir lo especificado en las Normas UNE 53405 (ensayos de estanqueidad a la presión interna), UNE 53406 (ensayos de estanqueidad a la presión externa), UNE 53407 (ensayos de estanqueidad a la presión interna al estar los tubos en curvatura) y UNE 53408 (ensayos de resistencia al arrancamiento entre tubería y enlace).

Las uniones (manguitos, codos, tes, tapones, reducciones, etc...) utilizadas en el polietileno de media y alta densidad (a partir de 63 mm) se realizarán con piezas electrosoldables (manguitos, codos, portabridas, tes, reducciones, tapones, etc...), o por medio del método de "soldadura a tope"

La unión de la tubería de polietileno con válvulas, piezas y otro tipo de tuberías, se realizará por medio de un manguito portabridas y brida loca de acero, de los diámetros adecuados.

### 14.2.2. Bombas

#### 14.2.2.1. Bombas sumergibles para aguas residuales

Las bombas sumergidas tendrán sistema de extracción rápido, cierres mecánicos con vida garantizada de 15.000 horas y rodamientos con una vida de 100.000 horas.

Las tuberías de descarga llevarán incorporadas una conexión con tapón roscado para la medida de presión. En las bombas horizontales también lo llevarán las tuberías de aspiración.

Cuando las bombas sean superiores a 10 CV, se incluirán manómetros en dichas conexiones.

Se dispondrán válvulas en la descarga de cada bomba para su aislamiento, en caso de que quede fuera de servicio.

Se indicará el tipo de cojinetes adoptados y el sistema de lubricación previsto, así como la máxima temperatura y el tipo de protección y alarma previstos para cada cojinete.

Cada conjunto de bomba y motor irá provisto de orejetas o cáncamos de elevación fijos a él, para facilitar su instalación y funcionamiento.

Todas las bombas de tipo sumergible dispondrán de control de temperatura del motor y detección de agua en aceite y motor

Para las bombas de cabecera, de arenas, de recirculación, de fangos en exceso, de aguas de procesos, se suministrarán las curvas reales de las bombas realizados las pruebas en taller.

### **14.2.2.2. Bombas dosificadoras**

Serán de caudal variable, pudiéndose regular la dosificación en marcha o paradas.

#### Pruebas en bombas

Se probarán todas las bombas no de serie, o las que siéndolo, sean de especial importancia para la instalación.

Las pruebas de taller se realizarán si la plataforma del fabricante lo permite, a velocidad de funcionamiento nominal, y serán como mínimo las siguientes:

- Prueba hidrostática
- Curva de rendimiento
- MPS requerido
- Altura total en función del caudal
- Potencia en el eje
- Temperatura de los cojinetes
- Vibraciones y ruidos en los cojinetes

### **14.2.3. Válvulas**

Las válvulas serán de primera calidad, construidas en una sola pieza y no presentará poros, grietas y otro tipo de defectos. Deberán ser probadas a una presión doble de la de servicio en la instalación.

Todos los aparatos de valvulería deberán ir identificados por un marcado, colocado en el cuerpo y que comporte las siguientes inscripciones:

- Nombre del fabricante o la marca de fábrica
- Diámetro nominal DN
- Presión nominal (PN)
- El sentido del cierre será FSH (cierre sentido horario) salvo prescripción contraria.

La unión con la tubería se efectuará en todos los casos mediante bridas, no admitiéndose ningún otro tipo de unión salvo autorización expresa de la Dirección de Obra.

Los accesorios de junta de bridas deberán cumplir las siguientes especificaciones:

- Brida con dimensiones según ISO
- Pernos conformes a ISO 4014 o equivalente;
- Tuercas conformes a ISO 4032 o equivalente;
- Arandelas metálicas conformes a ISO 887 o equivalente;
- Arandelas de junta de elastómero (EPDM etileno propileno dieno monómero o NBR nitrilo butadieno) conformes a ISO 4633.

Accesorios de maniobra. Todas las válvulas de compuerta y las válvulas de mariposa deberán comportar un volante con indicación de los sentidos de giro o un cuadradillo para la maniobra.

### 14.2.3.1. Válvulas de mariposa

Las válvulas de mariposa se emplearán principalmente como elemento de regulación, aunque también podrán ser empleadas como elemento de seccionamiento cuando así se especifique en el proyecto.

Deberán cumplir lo especificado en la Norma UNE EN 593 y los ensayos de las mismas cumplirán la Norma ISO 5208, y las bridas de unión cumplirán la Norma ISO 2531. Cuando exista normativa europea al respecto, las válvulas deberán de cumplir lo especificado en dicha normativa.

El cuerpo de la válvula será de fundición dúctil, acero fundido al carbono o similar. El eje será de acero inoxidable. El obturador será de acero inoxidable o, para grandes diámetros de acero fundido al carbono. Los sistemas de estanqueidad serán de elastómero sobre acero inoxidable. Los cojinetes sobre los que gira el eje serán de bronce o de teflón sobre base de bronce, autolubricados. El elastómero de la junta de estanqueidad será de etileno-propileno, así como las juntas entre el cuerpo y el eje. Toda la tornillería pasadores, etc., en contacto con el agua será de acero inoxidable, y el resto de acero al carbono o fundición dúctil. Todas las piezas se protegerán contra la corrosión.

Las maniobras de apertura y cierre se realizarán mediante obturadores a base de mecanismo de desmultiplicación.

El volante de maniobra cerrará la válvula con giro a la derecha, en sentido de las agujas del reloj.

Se dispondrá de un mecanismo actuador, para válvulas superiores a 300 mm. que conectará directamente con el eje.

En caso de ser de accionamiento hidráulico, llevará dispositivo de visualización y señalización, así como mando de emergencia. En caso de ser eléctrico, llevará un desmultiplicador y un motorreductor con limitador de paro mecánico.

Asimismo, irán dotados de un mando manual de emergencia y señalización visual de su posición.

Todas las válvulas llevarán un indicador de posición del disco.

### 14.2.3.2. Válvulas de bola

Se utilizarán como válvulas de seccionamiento y funcionarán en las dos posiciones básicas: abierta o cerrada.

Deberán de cumplir lo especificado en la Norma UNE 1074-1, UNE 1074-2 y UNE 1171. Además sus características serán acordes con la Norma ISO 7259, cumpliendo los ensayos de las mismas la Norma ISO 5208, y las bridas de unión cumplirán la Norma ISO 2531. Cuando exista normativa europea al respecto, las válvulas deberán de cumplir lo especificado en dicha normativa.

Materiales: Cuerpo y guarnición de GGG50 y guarnición de bronce, y pintadas.

Extremos: Roscados para diámetros inferiores a 50 mm. y embridados para superiores.

La dirección del fluido deberá estar estampada en el cuerpo de la bomba.

### 14.2.3.3. Válvulas de membrana

Materiales: Cuerpo de hierro fundido, con recubrimiento interior de goma y membrana de neopreno o similar.

Construcción: Según normas DIN

Extremos: Embridados

El mecanismo de accionamiento deberá estar totalmente situado en el exterior del fluido.

### 14.2.4. Aireadores de superficie y agitadores

Los aireadores de superficie deberán estar fabricados de acuerdo con la normativa de la directriz de la Comunidad Europea "Maquinas 89/395/CEE, y con sus modificaciones y adiciones según las directivas 91/368 y 93/44.

Además deberán presentar:

- Tratamientos anticorrosivos y acabados
- Perfiles laminados en caliente, en cuanto a ensayos químicos y mecánicos, con certificados de calidad AENOR y sello CIETSID.
- Chapas laminadas en caliente, con identificación de la colada
- Homologación de soldadores y operarios de soldadura según ASME IX Proceso de soldadura GMWA con metal de aportación ER 70S6 y proceso

Los agitadores deben como mínimo exceder los requisitos de la norma internacional ISO 5199.

## 14.3. Ejecución de las obras

### 14.3.1. Tuberías

#### Transporte

Se efectuará según establece la norma UNE 53.394.

El transporte se realizará en vehículos que dispongan de superficies planas totalmente limpias con ausencia de aristas que puedan dañar a los tubos.

Las barras irán convenientemente estibadas longitudinalmente sobre la caja del vehículo, no sobrepasarán por la parte posterior del vehículo más de 40 cm ni 1 m de altura.

No se podrán utilizar para su sujeción o manejo sogas, cadenas, cables o eslingas metálicos para lo que será necesario emplear cintas o correas con bordes redondeados para no dañar el material.

La manipulación del polietileno se debe realizar con el utillaje adecuado, teniendo en cuenta que todas las superficies que vayan a estar en contacto con el material estén debidamente protegidas, o sean planas, limpias y exentas de objetos con aristas vivas.

Las barras se manipularán soportándolas en dos puntos para evitar flexiones excesivas y que puedan ser arrastrados: los puntos de soporte estarán separados entre sí el 50% de la longitud de la barra y centrados con la misma. La tubería nunca se arrastrará directamente por el suelo sin ningún tipo de apoyo entre la tubería y el firme.

Las tuberías de polietileno si antes del montaje se almacenan al descubierto, deben protegerse de la acción solar por la adición de negro de carbono, según se especifica en la norma UNE-EN 12.201.

#### Montaje

Las uniones de los tubos de polietileno se podrán realizar mediante soldadura a tope o mediante manguitos electrosoldables y serán realizadas por personal cualificado y homologado por un organismo competente.

En el caso de tuberías suministradas en barras, la soldadura se realizará en los puntos de acopio previstos a lo largo del trazado, teniendo cuidado de mover los tubos empleando cintas o correas y evitando el contacto del tubo con las paredes de la zanja o directamente con el suelo.

### 14.3.2. Bombas

Para un correcto funcionamiento, la bomba deberá estar apoyada en el fondo del pozo o suspendida mediante un material resistente ( Nylon, Acero inoxidable, etc..) de la manilla de la bomba. Jamás se suspenderá por el cable eléctrico ni se tirará de éste para su traslado. Se suministra con cable eléctrico de 10m.

### 14.3.3. Válvulas

Las válvulas se instalarán alojadas en arquetas, registros o cámaras accesibles o visitables, o enterradas a semejanza de la propia conducción, por lo que las juntas de enlace serán del mismo tipo que las de las conducciones.

El montaje en la instalación se realizará con un accesorio o pieza anclada por un extremo y un carrete de desmontaje en el otro, salvo en el caso de instalación enterrada en que se suprimirán estas piezas, anclándose el cuerpo de la válvula.

Las válvulas se instalarán en la tubería mediante unión con brida.

Las válvulas no apoyarán directamente en la tubería; para ello se construirá una base de ladrillo de panal sobre la que se asentará la válvula.

Aguas arriba de las válvulas de control, tanto hidráulicas como motorizadas se deberá colocar un filtro para evitar deposiciones que dificulten el funcionamiento de la misma. Se colocará además válvulas de corte a un lado y a otro de las válvulas de control.

### 14.3.4. Aireadores de superficie y agitadores

#### Transporte

Jamás se levantará el equipo tirando del cable eléctrico.

Se preparan en fábrica para su transporte en posición vertical.

Para el transporte o bien para el montaje y desmontaje, los grupos irán equipados de serie con un estribo de sujeción como tope para los útiles de elevación. Estos puntos de conexión estarán dimensionados para soportar el peso del aireador y sus accesorios. Si hay dos puntos de enganche, habrá que conectar ambos a la vez a la cadena o cable de elevación.

Es preciso tener en cuenta el peso total de los equipos incluidos los accesorios. Cualquier elemento de elevación utilizado, incluyendo grúas y cadenas, deberá estar adecuadamente dimensionado para el peso del equipo, además de cumplir las normas de seguridad.

Se protegerá el equipo para que no pueda llegar a rodar

#### Montaje

El montaje de los accesorios se realiza en el lugar de la instalación.

El aireador sumergible se coloca en su posición de trabajo con ayuda de un elemento de elevación adecuado.



## **15. Presupuesto y viabilidad económica**



## Índice del Presupuesto y Viabilidad económica

15. Presupuesto y viabilidad económica.....	185
Índice del Presupuesto y Viabilidad económica.....	187
15.1. Resumen.....	188
15.2. Presupuesto de instalaciones dimensionadas por completo.....	189
15.2.1. Mediciones .....	189
15.2.2. Cuadro de precios .....	191
15.2.3. Presupuesto .....	193
15.3. Presupuesto final.....	195
15.3.1. Actualización del presupuesto .....	195
15.3.2. Obtención de nuestro presupuesto .....	195
15.4. Viabilidad.....	196
15.4.1. Inversión inicial.....	196
15.4.2. Gastos directos.....	196
15.4.2.1. Materia prima .....	196
15.4.2.2. Energía consumida .....	196
15.4.2.3. Salarios directos .....	196
15.4.3. Gastos indirectos.....	197
15.4.3.1. Amortización .....	197
15.4.3.2. Teléfono, fax, y material de oficina:.....	197
15.4.3.3. Material de laboratorio.....	197
15.4.4. Precio de agua depurada .....	197
15.4.5. Viabilidad.....	197
15.4.5.1. Valor actual neto .....	198
15.4.5.2. Tasa interna de rentabilidad (TIR).....	200
15.4.5.3. Periodo de retorno .....	201
15.4.6. Conclusiones.....	201

## 15.1. Resumen

Se presupuestará lo siguiente:

- Conducciones
- Válvulas
- Bombas
- Aireadores de superficie
- Turbinas

Al no realizarse en el proyecto la obra civil, el presupuesto total, necesario para estudiar la viabilidad de la planta se obtendrá comparando con un proyecto de las características más parecidas posibles. El proyecto seleccionado utiliza también Aireación Prolongada prescindiendo de Decantación primaria y digestión de fangos. Además es para una población de 1000 habitantes equivalentes, muy similar a la nuestra.

Sabiendo el presupuesto de este proyecto se hará lo siguiente:

- Actualizar precio con el IPC.
- Obtener el presupuesto de nuestro proyecto comparando capacidades.

## 15.2. Presupuesto de instalaciones dimensionadas por completo

### 15.2.1. Mediciones

#### C1- Conducciones

Código	Descripción de la partida	Ud	Unidades	Longitud	Subtotal	Total
C11	Tubería de PE 100 para aguas residuales de 75 mm Tubería de PE de 75 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 4,5 mm de espesor, totalmente instalada. Pozo bombeo-aireación	m	2	10	20	20
C12	Tubería PE 100 para aguas residuales DN50 Tubería de PE de 50 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 3 mm de espesor, totalmente instalada. Recirculación interna Recirculación externa	m m	1 1	10 22	10 22	32
C13	Tubería PE 100 para aguas residuales DN32 Tubería de PE de 32 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 2 mm de espesor, totalmente instalada. DEC 2- espesamiento Espesamiento-secado Sobrenadantes	m m m	1 1 1	10 10 50	10 10 50	70

#### C2- Válvulas

Código	Descripción de la partida	Ud	Unidades	Subtotal	Total
C21	Válvula de bola DN 80 Válvula de bola flotante KR Pozo bombeo-aireación	Ud	1		1
C22	Válvula de mariposa DN80 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL Pozo bombeo-aireación	Ud	1		1
C23	Válvula de bola DN 50 Válvula de bola flotante KR Recirculación interna Recirculación externa	Ud Ud	1 1	1 1	2
C24	Válvula de mariposa DN50 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL Recirculación interna Recirculación externa	Ud Ud	1 1	1 1	2
C25	Válvula de bola DN 32 Válvula de bola flotante KR DEC 2- espesamiento Espesamiento-secado Sobrenadantes	Ud Ud Ud	1 1 1	1 1 1	3
C26	Válvula de mariposa DN32 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL DEC 2- espesamiento Espesamiento-secado Sobrenadantes	Ud Ud Ud	1 1 1	1 1 1	3

<b>C3- Bombas</b>					
Código	Descripción de la partida	Ud	Unidades	Subtotal	Total
C31	Bomba sumergible modelo DW 100 M para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304. Diseñada para la evacuación de líquidos con contenidos filamentosos o sólidos en suspensión en aplicaciones tanto industriales como Pozo bombeo-aireación	Ud	3		<input type="text" value="3"/>
C32	Bomba sumergible modelo BEST ONE para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304 Recirculación interna	Ud	1	1	<input type="text" value="1"/>
C33	Bomba sumergible modelo Modelo BEST ONE VOX para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304. Recirculación externa DEC2-esapasamiento	Ud Ud	2 2	2 2	<input type="text" value="4"/>
C34	BS bomba sumergible de lodos JS 12 - 50 Hz. B omba eléctrica sumergible. Sumergencia máxima: 20 m. Protección IP 68. Temperatura máx. del líquido bombeado a máxima potencia y en servicio continuo: 40 ºC Espesamiento-Secado	Ud	1		<input type="text" value="1"/>
C35	Bomba para la extracción de las arenas en el desarenador con una capacidad de 20 m3/h. Desarenador	Ud	2		<input type="text" value="2"/>
C36	Bomba dosificadora regulable DEC2	Ud	1		<input type="text" value="1"/>
C37	Bomba sumergible para aguas residuales Modelo DRV/A50-140-1,4 Sobrenadantes	Ud	1		<input type="text" value="1"/>
<b>C4- Aireadores y turbinas</b>					
Código	Descripción de la partida	Ud	Unidades	Subtotal	Total
C41	Aireador de superficie. Fabricados de acuerdo con la normativa de la directriz de la comunidad Europea "Máquinas 89/395/CEE, y con sus modificaciones y adición según las directivas 91/368 y 93/44. Reactor biológico-zona óxica	Ud	2		<input type="text" value="2"/>
C42	Agitador sumergible ABS RW 3021-A15/6-E-D01-10 BO o similar. Totalmente colodado. Reactor biológico zona anóxica	Ud	1		<input type="text" value="1"/>

## 15.2.2. Cuadro de precios

<b>C1 Conducciones</b>			
<b>Código</b>	<b>Descripción de la partida</b>	<b>Ud</b>	<b>Precio (€)</b>
C11	Tubería de PE 100 para aguas residuales de 75 mm Tubería de PE de 75 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 4,5 mm de espesor, totalmente instalada.	m	7,21 €
C12	Tubería PE 100 para aguas residuales DN50 Tubería de PE de 50 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 3 mm de espesor, totalmente instalada.	m	5,07 €
C13	Tubería PE 100 para aguas residuales DN32 Tubería de PE de 32 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 2 mm de espesor, totalmente instalada.	m	2,55 €
<b>C2- Válvulas</b>			
C21	Válvula de bola DN 80 Válvula de bola flotante KR Pozo bombeo-aireación	Ud	334,71 €
C22	Válvula de mariposa DN80 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL Pozo bombeo-aireación	Ud	54,49 €
C23	Válvula de bola DN 50 Válvula de bola flotante KR	Ud	174,50 €
C24	Válvula de mariposa DN50 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL	Ud	41,44 €
C25	Válvula de bola DN 32 Válvula de bola flotante KR	Ud	133,31 €
C26	Válvula de mariposa DN32 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL	Ud	38,94 €

<b>C3- Bombas</b>			
C31	Bomba sumergible modelo DW 100 M para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304. Diseñada para la evacuación de líquidos con contenidos filamentosos o sólidos en suspensión en aplicaciones tanto industriales como Pozo bombeo-aireación	Ud	497,32 €
C32	Bomba sumergible modelo BEST ONE para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304	Ud	415,98 €
C33	Bomba sumergible modelo Modelo BEST ONE VOX para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304.	Ud	405,16 €
C34	BS bomba sumergible de lodos JS 12 - 50 Hz. Bomba eléctrica sumergible. Sumergencia máxima: 20 m. Protección IP 68. Temperatura máx. del líquido bombeado a máxima potencia y en servicio continuo: 40 °C	Ud	576,16 €
C35	Bomba para la extracción de las arenas en el desarenador con una capacidad de 20 m3/h.	Ud	380,00 €
C36	Bomba dosificadora regulable	Ud	450,00 €
C37	Bomba sumergible para aguas residuales Modelo DRV/A50-140-1,4	Ud	637,00 €
<b>C4- Aireadores y turbinas</b>			
C41	Aireador de superficie. Fabricados de acuerdo con la normativa de la directriz de la comunidad Europea "Máquinas 89/395/CEE, y con sus modificaciones y adición según las directivas 91/368 y 93/44.	Ud	6.500,00 €
C42	Agitador sumergible ABS RW 3021-A15/6-E-D01-10 BO o similar. Totalmente colodado.	Ud	5.500,00 €

### 15.2.3. Presupuesto

<b>C1 Conducciones</b>					
Código	Descripción de la partida	Ud	Cantidad	Precio	Importe
C11	Tubería de PE 100 para aguas residuales de 75 mm Tubería de PE de 75 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 4,5 mm de espesor, totalmente instalada.	m	20	7,21	144,20 €
C12	Tubería PE 100 para aguas residuales DN50 Tubería de PE de 50 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 3 mm de espesor, totalmente instalada.	m	32	5,07	162,24 €
C13	Tubería PE 100 para aguas residuales DN32 Tubería de PE de 32 mm de diámetro exterior soldada a tope y con 2 mm de espesor, totalmente instalada.	m	70	2,55	178,50 €
<b>C2- Válvulas</b>					
C21	Válvula de bola DN 80 Válvula de bola flotante KR Pozo bombeo-aireación	Ud	1	334,71	334,71 €
C22	Válvula de mariposa DN80 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL  Pozo bombeo-aireación	Ud	1	54,49	54,49 €
C23	Válvula de bola DN 50 Válvula de bola flotante KR	Ud	2	174,5	349,00 €
C24	Válvula de mariposa DN50 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL	Ud	2	41,44	82,88 €
C25	Válvula de bola DN 32 Válvula de bola flotante KR	Ud	3	133,31	399,93 €
C26	Válvula de mariposa DN32 Válvula de mariposa con eje centrado WAFER o LUG BV-05-2CW/2CL	Ud	3	38,94	116,82 €

<b>C3- Bombas</b>						
C31	Bomba sumergible modelo DW 100 M para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304. Diseñada para la evacuación de líquidos con contenidos filamentosos o sólidos en suspensión en aplicaciones tanto industriales como Pozo bombeo-aireación	Ud	3	497,32	1.491,96 €	
C32	Bomba sumergible modelo BEST ONE para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304	Ud	1	415,98	415,98 €	
C33	Bomba sumergible modelo Modelo BEST ONE VOX para aguas fecales fabricada en Acero Inoxidable AISI 304.	Ud	4	405,16	1.620,64 €	
C34	BS bomba sumergible de lodos JS 12 - 50 Hz. Bomba eléctrica sumergible. Sumergencia máxima: 20 m. Protección IP 68. Temperatura máx. del líquido bombeado a máxima potencia y en servicio continuo: 40 °C	Ud	1	576,16	576,16 €	
C35	Bomba para la extracción de las arenas en el desarenador con una capacidad de 20 m3/h.	Ud	2	380	760,00 €	
C36	Bomba dosificadora regulable	Ud	1	450	450,00 €	
C37	Bomba sumergible para aguas residuales Modelo DRV/A50-140-1,4		1	637	637,00 €	
<b>C4- Aireadores y turbinas</b>						
C41	Aireador de superficie. Fabricados de acuerdo con la normativa de la directriz de la comunidad Europea "Máquinas 89/395/CEE, y con sus modificaciones y adición según las directivas 91/368 y 93/44.	Ud	2	6500	13.000,00 €	
C42	Agitador sumergible ABS RW 3021-A15/6-E-D01-10 BO o similar. Totalmente colodado.	Ud	1	5500	5.500,00 €	
<b>TOTAL</b>					<b>26.274,51 €</b>	

## 15.3. Presupuesto final

### 15.3.1. Actualización del presupuesto

Actualizar precio del proyecto a comparar con el IPC.

Presupuesto ejecución material proyecto 2010 303.466,55 €

Presupuesto anterior actualizado con una tasa del 6,9 % 324.405.70 €

### 15.3.2. Obtención de nuestro presupuesto

Obtener el presupuesto de nuestro proyecto comparando capacidades.

Se realiza de la siguiente manera:

Estimación a partir de la relación Coste Capacidad

$$\frac{C_A}{C_B} = \left(\frac{T_A}{T_B}\right)^n$$

Siendo:

$C_A$  Coste de la planta A

$C_B$  Coste de la planta B

$T_A$  Capacidad de la planta A

$T_B$  Capacidad de la planta B

$n$  Índice coste capacidad

Para plantas depuradoras la capacidad se mide en litros/día (caudales) y  $n$  toma un valor de 0,75. Calculando de esta manera el coste de la planta B, nuestra planta (La Llosa) se obtiene lo siguiente:

Caudal EDAR ejemplo	$T_A$	200000 l/día
Caudal EDAR Llosa	$T_B$	172000 l/día
$n$	0,75	
$C_A$	324.405,74 €	
<b><math>C_B</math></b>	<b>289.709,25 €</b>	

Presupuesto ejecución material 289709,254 €

13 % gastos generales 37662,2031 €

6% Beneficio industrial 17382,5553 €

SUMA 344754,013 €

I.V.A 21 % 72398,3427 €

**Presupuesto base de licitación 417152,4 €**

## 15.4. Viabilidad

### 15.4.1. Inversión inicial

La inversión inicial será igual al presupuesto:

$$I_0 = 417152,4 \text{ €}$$

### 15.4.2. Gastos directos

#### 15.4.2.1. Materia prima

	Q (l/h)	Precio /l	TOTAL/año
Cloruro Férrico	0,95	0,5	4161 €/año

#### 15.4.2.2. Energía consumida

Aireadores	Ud	Consumo KW	horas fto	PrecioKw	subtotal/año	TOTAL/año
	2	8,21	24	0,06	4315,176 €/año	8630,352 €/año

Bombas	Ud en uso	Consumo (KW)	horas fto	PrecioKw	subtotal/año	TOTAL/año
	2	0,75	24	0,06	394,2 €/año	788,4 €/año
	2	0,25	24		131,4 €/año	262,8 €/año
	1	0,25	1		5,475 €/año	5,475 €/año
	1	0,9	1		19,71 €/año	19,71 €/año
	1				5 €/año	5 €/año
	1	1,4	2		61,32 €/año	61,32 €/año
Iluminación	Ud en uso	Consumo (KW)	horas fto	PrecioKw	subtotal/año	TOTAL/año
Farolas	20	0,5	10	0,06	109,5 €/año	2190 €/año
Bombillas	4	0,05	10		10,95 €/año	43,8 €/año
TOTAL						12006,857 €/año
Otros (10%total)						1200,6857 €/año
<b>TOTAL Energía</b>						<b>21837,8947 €/año</b>

#### 15.4.2.3.. Salarios directos

Salario directo	Personal	Nº operarios	Salario/mes	subTOTAL/año	TOTAL/año
	Técnico medioambiental	1	1100	13200 €/año	13200 €/año
	Mantenimiento	2	900	10800 €/año	21600 €/año
				TOTAL Salario	34800 €/año

Por lo que el total de gastos directos asciende a:

<b>TOTAL GASTOS DIRECTOS</b>	<b>60798,89 €/año</b>
------------------------------	-----------------------

### 15.4.3. Gastos indirectos

#### 15.4.3.1. Amortización

Se tiene la inversión inicial, la cual tiene un valor de 448180,217 €. Esta cantidad será el valor a amortizar. Se decide amortizar en 10 años. Por lo que el valor de amortización al año (sin actualizar precio con el IPC) será de 41715,24 €/año.

#### 15.4.3.2. Teléfono, fax, y material de oficina:

Asciende a un valor de 120 €/año.

#### 15.4.3.3. Material de laboratorio

Para analizar los parámetros del agua residual se gastarán unos 384 €/año.

	veces/año	Precio	subTOTAL/año
DBO5	96	1	96 €/año
DQO	96	1	96 €/año
SS	96	1	96 €/año
NO3	96	0,5	48 €/año
NH4	96	0,5	48 €/año
		<b>TOTAL año</b>	<b>384 €/año</b>

Por lo que los gastos indirectos totales ascenderán a:

<b>TOTAL GASTOS INDIRECTOS</b>	<b>42219,2335</b>	<b>€/año</b>
--------------------------------	-------------------	--------------

Y los gastos totales (La suma del despiece directo e indirecto):

<b>GASTOS TOTALES</b>	<b>103018,1</b>	<b>€/año</b>
-----------------------	-----------------	--------------

### 15.4.4. Precio de agua depurada

En primer lugar se va a estudiar el agua depurada que se tendría que dar en los 10 primeros años para amortizar la planta. Además también se calculará el precio del agua necesario para cubrir los gastos anuales (sin tener en cuenta esta vez la amortización).

Sabiendo el Caudal y sabiendo los gastos se puede obtener estos valores:

En los primeros diez años debería pagarse a 1,64 €/m<sup>3</sup>. Por otro lado, el precio mínimo del agua depurada ascenderá a 0,976 €/m<sup>3</sup>.

Finalmente, el precio del agua depurada propuesto es de 1,28 €/m<sup>3</sup>. Este será el precio a partir del cual la planta tendrá un Valor actual neto (VAN) mayor que cero en 25 años. Esto se muestra a continuación en el apartado de Viabilidad.

### 15.4.5. Viabilidad

En primer lugar se acepta una vida útil de la planta de 25 años.

Para estudiar la Viabilidad se van a calcular los beneficios, los flujos de caja.

A partir de lo anterior se calculara el valor actual neto, la Tasa interna de rentabilidad y el Periodo de retorno.

Para esto se sabe lo siguiente:

#### Beneficios

$$Beneficio_{bruto} = Ingresos - Despiece\ total$$

$$Beneficio_{neto} = Beneficio_{bruto} - Impuestos$$

$$Impuestos = 35\% Beneficio_{bruto}$$

#### Cash Flow, Flujo de caja

$$FC = Beneficio_{neto} + amortización$$

#### Valor actual neto

$$VAN = -Inversión + \sum_{n=0}^N \frac{FC}{(1 + i_r)^n}$$

#### Tasa interna de rentabilidad

La tasa de actualización  $i_r$ , que hace 0 el VAN.

#### Periodo de retorno, Pay-back

$$PR = \frac{Inversión}{Beneficio\ promedio\ anual}$$

### Resultados

#### 15.4.5.1. Valor actual neto

Con una tasa de actualización de  $i_r = 7\%$

Y un IPC de IPC = 6%

Contando que el precio del agua depurada es de 1, 28 €/m<sup>3</sup>

(Las tablas se muestran con datos de cada cinco años)

Primeros cinco años (1-5 año)

Año	1	2	3	4	5
Amortización	41715,2	44218,1	46871,2	49683,5	52664,5
Gastos total(sin a	61302,9	64981,1	68879,9	73012,7	77393,5
gasto total	103018,1	109199,2	115751,2	122696,2	130058,0
Ingresos	80358,4	85179,9	90290,7	95708,1	101450,6
B.bruto	-22659,7	-24019,3	-25460,5	-26988,1	-28607,4
B.neto	-16994,8	-18014,5	-19095,4	-20241,1	-21455,5
Sum beneficios	-16994,8	-35009,3	-54104,6	-74345,7	-95801,3
FC	24720,4	26203,7	27775,9	29442,4	31209,0
FC/(1+ir)^n	24720,4	24489,4	24260,5	24033,8	23809,2
Sum FC	24720,4	49209,8	73470,4	97504,2	121313,4
VAN	-392432	-367942,5	-343682,0	-319648,2	-295839,0

Segundos cinco años (6-10 año)

Año	6	7	8	9	10
Amortización	55824,4	59173,9	62724,3	66487,7	70477,0
Gastos total(sin a	82037,1	86959,3	92176,9	97707,5	103570,0
gasto total	137861,5	146133,2	154901,2	164195,2	174047,0
Ingresos	107537,7	113989,9	120829,3	128079,1	135763,8
B.bruto	-30323,8	-32143,3	-34071,9	-36116,2	-38283,1
B.neto	-22742,9	-24107,4	-25553,9	-27087,1	-28712,4
Sum beneficios	-118544,1	-142651,6	-168205,5	-195292,6	-224004,9
FC	33081,5	35066,4	37170,4	39400,6	41764,7
FC/(1+ir)^n	23586,7	23366,2	23147,9	22931,5	22717,2
Sum FC	144900,0	168266,3	191414,1	214345,6	237062,8
VAN	-272252,3	-248886,1	-225738,2	-202806,7	-180089,5

Terceros cinco años (11-15 año)

Año	11	12	13	14	15
Amortización	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gastos total(sin a	109784,1	116371,2	123353,5	130754,7	138600,0
gasto total	109784,1	116371,2	123353,5	130754,7	138600,0
Ingresos	143909,7	152544,2	161696,9	171398,7	181682,6
B.bruto	34125,5	36173,0	38343,4	40644,0	43082,7
B.neto	25594,1	27129,8	28757,6	30483,0	32312,0
Sum beneficios	-198410,8	-171281,0	-142523,5	-112040,4	-79728,4
FC	25594,1	27129,8	28757,6	30483,0	32312,0
FC/(1+ir)^n	13010,8	12889,2	12768,7	12649,4	12531,2
Sum FC	250073,6	262962,8	275731,5	288380,8	300912,0
VAN	-167078,8	-154189,6	-141420,9	-128771,5	-116240,4

Cuartos cinco años (16-20 año)

Año	16	17	18	19	20
Amortización	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gastos total(sin a	146916,0	155730,9	165074,8	174979,3	185478,0
gasto total	146916,0	155730,9	165074,8	174979,3	185478,0
Ingresos	192583,6	204138,6	216386,9	229370,1	243132,3
B.bruto	45667,6	48407,7	51312,1	54390,9	57654,3
B.neto	34250,7	36305,8	38484,1	40793,2	43240,7
Sum beneficios	-45477,7	-9172,0	29312,1	70105,3	113346,0
FC	34250,7	36305,8	38484,1	40793,2	43240,7
FC/(1+ir)^n	12414,0	12298,0	12183,1	12069,2	11956,4
Sum FC	313326,0	325624,0	337807,1	349876,3	361832,8
VAN	-103826,3	-91528,3	-79345,2	-67276,0	-55319,6

Quintos cinco años (21-25 año)

Año	21	22	23	24	25
Amortización	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gastos total(sin a	196606,7	208403,1	220907,3	234161,7	248211,4
gasto total	196606,7	208403,1	220907,3	234161,7	248211,4
Ingresos	257720,3	273183,5	289574,5	306949,0	325365,9
B.bruto	61113,6	64780,4	68667,2	72787,3	77154,5
B.neto	45835,2	48585,3	51500,4	54590,4	57865,9
Sum beneficios	159181,2	207766,5	259267,0	313857,4	371723,3
FC	45835,2	48585,3	51500,4	54590,4	57865,9
FC/(1+ir)^n	11844,7	11734,0	11624,3	11515,7	11408,1
Sum FC	373677,5	385411,4	397035,8	408551,5	419959,5
VAN	-43474,9	-31740,9	-20116,6	-8600,9	2807,2

Por lo que VAN tendrá un valor de 2807,2 a los 25 años.

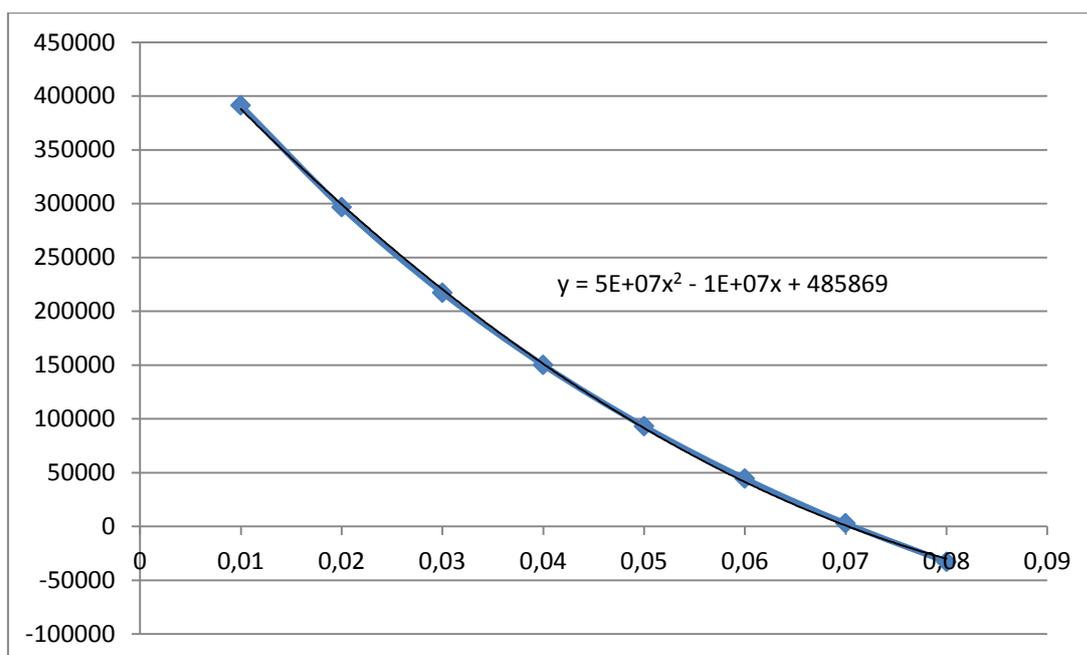
Si el valor del precio de agua depurada fuese menor que el propuesto, 1,28 €/m<sup>3</sup> el VAN no daría negativo, por lo que el precio mínimo será de dicho valor.

**15.4.5.2. Tasa interna de rentabilidad (TIR)**

Para calcular este valor se calcula el VAN para diferentes tasas internas de rentabilidad y se estudia para que valor de la tasa de hace cero el VAN.

ir	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
VAN25	391178,328	296542,1345	217047,84	149934,8306	92988,69398	44426,45783	2807,159003	-33038,1201

Se presenta un gráfico con estos valores y se obtiene la recta. Se despeja la tasa con un valor de VAN = 0.



Igualando la ecuación obtenida a cero obtenemos el TIR:

$$TIR = 0,083 = 8,3 \%$$

Aunque iterando manualmente con el Excel donde se han realizado los cálculos, es decir, ir dando valores a  $i_r$  hasta hacer que el VAN tenga un valor lo más próximo posible a cero, obtenemos un valor de:

$i_r$	7,073203%	VAN25	0,0119651
-------	-----------	-------	-----------

$$TIR = 7,073203\%$$

### 15.4.5.3. Periodo de retorno

Se calcula el periodo de retorno dinámico (teniendo en cuenta la tasa de actualización) y el estático (sin tenerla en cuenta) cogiendo como válido el periodo de retorno dinámico.

$$PR_{\text{estático}} = 11,316 \text{ años}$$

$$PR_{\text{dinámico}} = 24,999 \text{ años}$$

### 15.4.6. Conclusiones

De los valores obtenidos puede sacarse las conclusiones siguientes:

El precio mínimo del primer año de agua depurada será de 1,28 €/m<sup>3</sup>.

El Periodo de retorno dinámico es prácticamente igual a la vida útil de la estación.

El VAN presenta un valor muy bajo y el TIR está sólo algo por encima de la tasa de actualización, esto quiere decir que la planta será muy poco o nada rentable. Esto es normal ya que en una planta depuradora no se pueden obtener grandes beneficios y no se buscan grandes ingresos de capital. De todas maneras, subiendo el precio del agua depurada se obtendrían mayores beneficios.

Una planta depuradora como ya se comentó en el apartado de Viabilidad económica de la memoria descriptiva tiene una complicada rentabilidad. Sin embargo, el proceso de depuración es necesario para asegurar unas condiciones sanitarias y ambientales adecuadas, disminuyendo así el impacto que se produce sobre el medio ambiente.

Todo esto concede a los sistemas de depuración de aguas residuales el carácter de bien público, y la obligación a los organismos públicos competentes para buscar la financiación que estas infraestructuras requieren.

Por lo que, con independencia de su rentabilidad, sería conveniente la construcción de la estación de aguas residuales. Su viabilidad económica se logrará mediante el precio de agua depurada, por la concesión de subvenciones de Organismos Públicos, o por la conjunción de ambas opciones.



## **16. Planos**



# Índice de Planos

16. Planos.....	203
Índice de Planos .....	205
15.1. Canal de desbaste .....	205
15.2. Desarenador.....	205
15.3 Pozo de bombeo .....	205
15.4. Reactor Biológico .....	205
15.5. Decantador.....	205
15.6. Espesador .....	205
15.7. Distribución de planta.....	205
15.8. Distribución planta tuberías.....	205