

LA ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES DE LA CUENCA DE "EL FRESNO" EN MADRID

Por JUAN HERRERA MARIN
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

El autor hace en este artículo una descripción detallada de la citada planta, incluyendo un resumen de los cálculos justificativos de ingeniería sanitaria, que consideramos de gran interés por constituir tema de actualidad en nuestro cotidiano quehacer profesional.

I. CONSIDERACIONES GENERALES

El pasado día 23 de octubre fue inaugurada oficialmente, en Madrid, por el Excelentísimo Sr. Ministro de Obras Públicas, la *estación depuradora de las aguas residuales de la cuenca de El Fresno*, situada en las inmediaciones de Puerta de Hierro.

Es esta planta una de las cuatro previstas en el Plan General de Obras Sanitarias de la Capital, y por su situación en cabecera del tramo canalizado del río Manzanares, su rápida puesta en servicio constituía la solución ideal al problema planteado por los agudos estiajes del río, consecuencia de la supresión de vertidos del embalse de Santillana, al dedicarse sus aguas íntegramente al abastecimiento de Madrid.

Comprendiéndolo así, el Consejo de Administración de la Canalización del Manzanares solicitó y obtuvo del Gobierno autorización para hacerse cargo de la obra, adelantando así en muchos años la fecha de su normal puesta en servicio.

Por tratarse de un tema de actualidad para la ingeniería española y de la planta de mayor envergadura que actualmente tenemos en servicio con tratamiento completo de las aguas residuales, creemos interesante dar una breve reseña de sus características más importantes y de los criterios seguidos para su dimensionamiento.

La cuenca servida por esta planta tiene una superficie de unas 3 000 Ha., con una población actual de 166 000 habitantes, que podrá llegar a duplicarse en el futuro. Ambas cifras incluyen la población virtual equivalente a las aguas de la Central Lechera y otras industrias existentes.

La planta construida está prevista para tratar la aportación actual del colector,

con un caudal medio diario en tiempo seco de 1 700 m.³/h., admitiendo un caudal máximo en tiempo de lluvias de 3 600 m.³/h. La contaminación de las aguas se caracteriza, a la entrada, por una DBO de 260 p.p.m. y 426 p.p.m. de sólidos en suspensión, cantidades que se reducen, a la salida, por debajo de las 40 p.p.m. en ambos casos.

La técnica utilizada en el proceso de depuración de las aguas es de tipo tradicional, con un pretratamiento normal, un tratamiento primario por decantación y un tratamiento secundario (biológico) mediante lechos bacterianos de fuerte carga, con decantación posterior de los humus resultantes. Este último proceso incluye una recirculación del orden de vez y media el caudal tratado, con la posibilidad de disponer sus elementos en paralelo o en serie-paralelo, mediante un ingenioso sistema de compuertas dispuestas en la arqueta de repartición.

Los humus obtenidos en la decantación secundaria son recirculados a los decantadores primarios juntamente con un caudal de aguas tratadas igual a 1/10 del de entrada, decantando nuevamente junto a los fangos primarios, a los que mejora por oxidación, permitiendo una mayor retención y espesamiento.

Así, pues, la totalidad de los fangos de la planta se obtiene por purga de los decantadores primarios, almacenándolos en un depósito de fangos que sirve de volante regulador entre el proceso continuo de purga y el proceso discontinuo de eliminación de fangos.

Es este último proceso el que presenta una cierta novedad, pues en vez de resolverlo mediante tanques de digestión y eras de secado, como es tradicional, se ha preferido la filtración de fangos frescos mediante filtros de vacío, lo que permite obtener una galleta desecada al 70 por 100 de humedad, que puede ya manipularse como una basura urbana. Como tal es transportada en camiones a una planta de "composting", donde se utiliza en la elaboración de abonos orgánicos juntamente con las basuras de la ciudad. Su producción diaria se aproxima a las 50 Tn.

Dicho proceso de filtrado requiere la floculación previa de los fangos mediante la adición de CaO y Cl₃Fe, dosificadas a razón del 8 por 100 y 1,5 por 100, respectivamente. Asimismo, exige, para el lavado de la tela, refrigeración, etc., un caudal de aguas limpias de 40 m.³/h., obtenidos por recuperación del efluente de la planta mediante un tratamiento terciario, en filtro de arena, que elimina los sólidos en suspensión que aún conservaba.

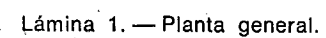
Todos los mandos de la planta van centralizados en un pupitre instalado en el edificio de control, en el cual se encuentra igualmente el laboratorio químico y los despachos de dirección.

El importe total de las obras asciende a unos 90 millones de pesetas, y el presupuesto anual de gastos de funcionamiento a 6,5 millones. Considerando unos plazos de amortización normales, el costo del metro cúbico de agua tratada puede cifrarse en 0,85 pesetas, a saber:

Explotación	0,44	ptas./m. ³
Conservación	0,08	" "
Amortización	0,33	" "

Para el manejo de la planta se considera necesario un equipo compuesto por un encargado jefe, un oficial mecánico de primera, un analista y cuatro peones. El segundo tiene vivienda en la propia planta.

El plazo de ejecución contractual fue de veintidós meses, habiéndose realiza-



do, las obras por Depuragua, S. A. y Huarte y Cía., S. A., conjunta y solidariamente con una anticipación de seis meses sobre el plazo previsto.

II. RELACION DE LAS INSTALACIONES PREVISTAS

1. Pretratamiento.

- 1.1. Vertedero de tormentas a la entrada del colector.
- 1.2. Rejilla de desbaste con limpieza manual y 15 cm. de paso.
- 1.3. Rejilla circular de 2,5 cm. de paso con limpieza automática y dispositivo dilacelador de los elementos retenidos. Los elementos triturados son devueltos al colector aguas arriba de la reja.
- 1.4. Desarenador con dispositivo mecánico de eliminación de arena, consistente en un barrido y una elevación en dos etapas mediante un tornillo sin fin y un elevador de canjilones que descarga en la tolva de carga de camiones.
- 1.5. Bombeo principal, equipado con cuatro grupos electrobomba centrífugos de 900 m.³/h. y 7 m. C.A.
- 1.6. Medidor de caudal Parshal Flume con transmisión a distancia, integrador y registrador.

2. Tratamiento primario.

- 2.1. Arqueta de distribución a los decantadores primarios.
- 2.2. Decantadores primarios constituidos por dos tanques cilíndricos de hormigón armado de 26 m. de diámetro, por 2,85 m. de altura útil, equipados con puente giratorio, rasquetas de arrastre de fangos, rasqueta superficial de arrastre de espumas hacia una caja de grasas, campana deflectora en la entrada de agua, etc. Dicho puente se desplaza a razón de 0,03 r.p.m.

3. Tratamiento secundario.

- 3.1. Arqueta de distribución, a los lechos bacterianos, de las aguas procedentes de los decantadores primarios más las de recirculación.
- 3.2. Cuatro lechos bacterianos constituidos por tanques cilíndricos de hormigón armado de 38 m. de diámetro y 3,08 m. de altura, rellenos con canto rodado silíceo de tamaños comprendidos entre 45 y 70 mm.

La rejilla inferior de apoyo está constituida por elementos prefabricados de hormigón armado.

Cada lecho va equipado con un distribuidor rotativo de cuatro brazos, que funciona con caudales que oscilen entre 212 y 850 m.³/h.

- 3.3. Arqueta de distribución a los decantadores secundarios del efluente de los lechos bacterianos.
- 3.4. Cuatro decantadores secundarios de dimensiones idénticas a los primarios, a excepción del dispositivo de recogida de espumas que aquí es innecesario.
- 3.5. Arqueta de recogida del efluente de los decantadores secundarios.
- 3.6. Bombeo de recirculación equipado con tres grupos electro-bomba de 900 metros cúbicos por hora y 10 m. de C.A.

4. Eliminación de fangos.

- 4.1. Equipo de electro-válvulas accionadas por aire comprimido y mandadas automáticamente mediante temporizadores eléctricos para purga de los decantadores secundarios.
- 4.2. Dos grupos electro-bomba de 75 m.³/h. y 10 m. C.A. para recirculación de los humus a los decantadores primarios.
- 4.3. Equipo de electro-válvulas accionadas por aire comprimido y mandadas por temporizadores eléctricos para purga de los decantadores primarios.

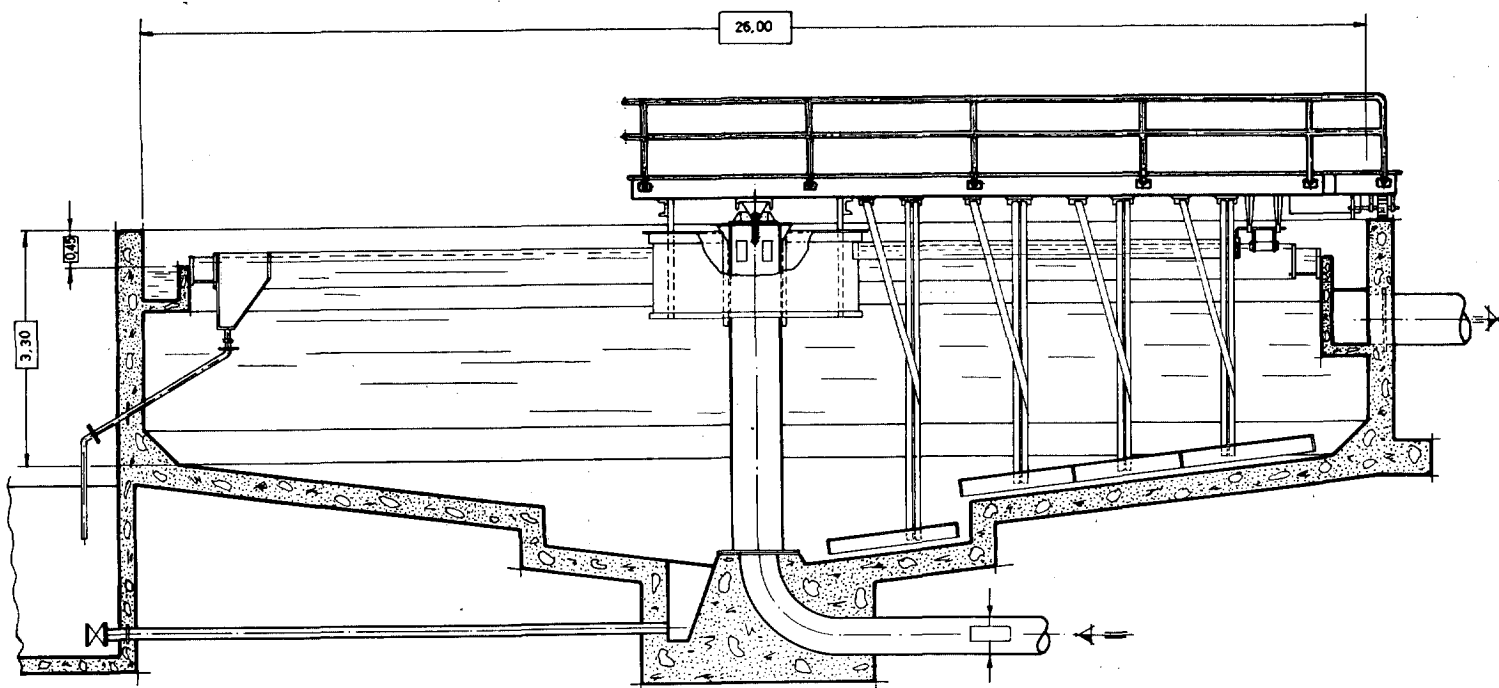
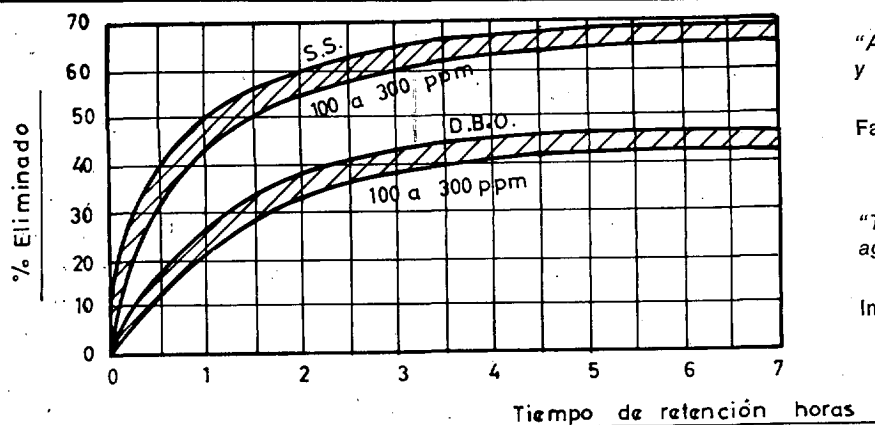


Lámina 2. — Decantador primario.

- 4.4. Depósito de fangos de 660 m.³ de capacidad.
- 4.5. Equipo de bombeo de fangos a la nave de filtrado constituido por dos bombas de membrana, accionadas por aire comprimido mediante temporizadores eléctricos, con capacidad para 20 m.³/h. cada una.
- 4.6. Dos filtros de vacío con tambor giratorio de 2,40 m. de ϕ y 3,60 m. de tabla, con todos sus accesorios de dosificación de reactivos, producción de vacío, lavado de la tela y transporte de fangos desecados a la tolva de carga de camiones.

5. Instalaciones auxiliares.

- 5.1. Red de conducciones de agua bruta en tubería de fibrocemento de 80 centímetros de ϕ .
- 5.2. Edificio de mando y control con pupitre de mando centralizado, laboratorio químico y despachos de dirección.

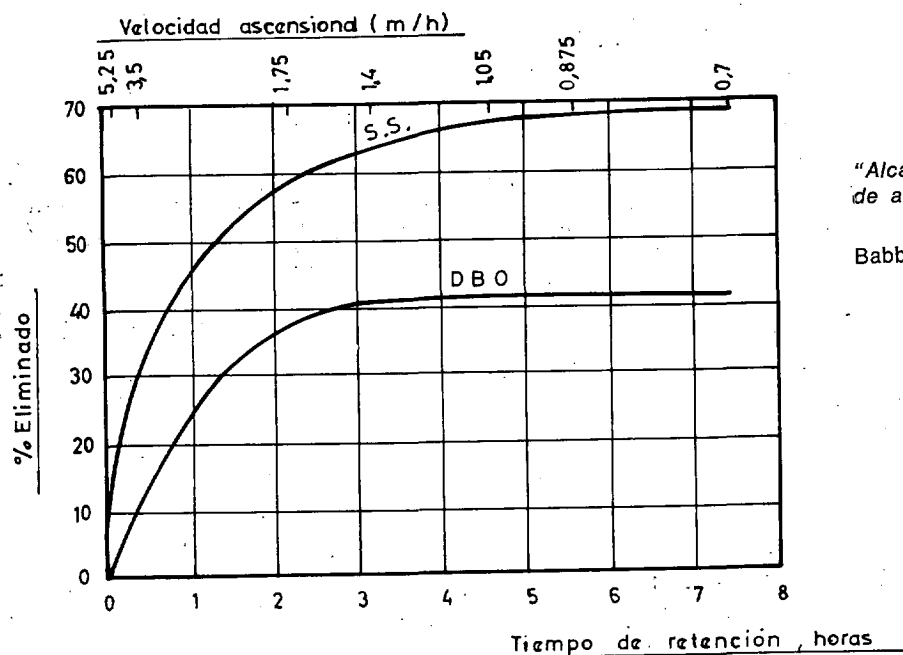


"Abastecimiento de agua y aguas residuales"

Fair-Geyer

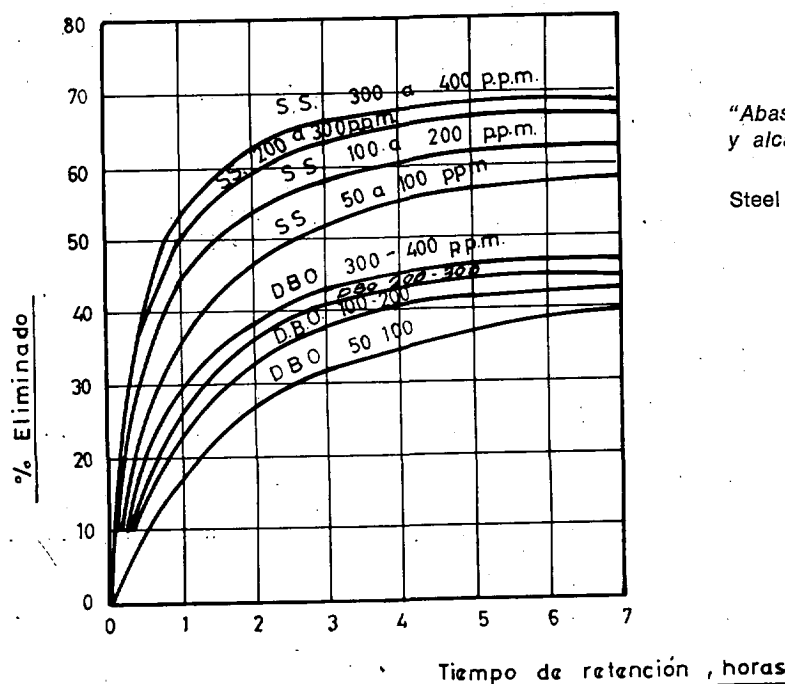
"Tratamiento de aguas negras"

Imhoff-Fair



"Alcantarillado y tratamiento de aguas negras"

Babbitt-Baumann



"Abastecimiento de agua y alcantarillado"

Steel

Lámina 3. — Rendimiento de los decantadores.

- 5.3. Vivienda para el mecánico.
- 5.4. Centro de transformación de 15 KV. a 220/380 V., con capacidad para 400 KVA.
- 5.5. Dos dosificadores de cloro capaces para dar de 3 a 20 Kg./h. cada uno.
- 5.6. Instalación de filtración de agua, con capacidad para 50 m.³/h., mediante un filtro de antracita y arena, de 1,60 m. de ϕ y 2,50 m. de longitud.
- 5.7. Equipo de aire comprimido con su red de distribución correspondiente.
- 5.8. Red viaria con sus servicios de alumbrado y bocas de riego. Cerramiento y jardinería.

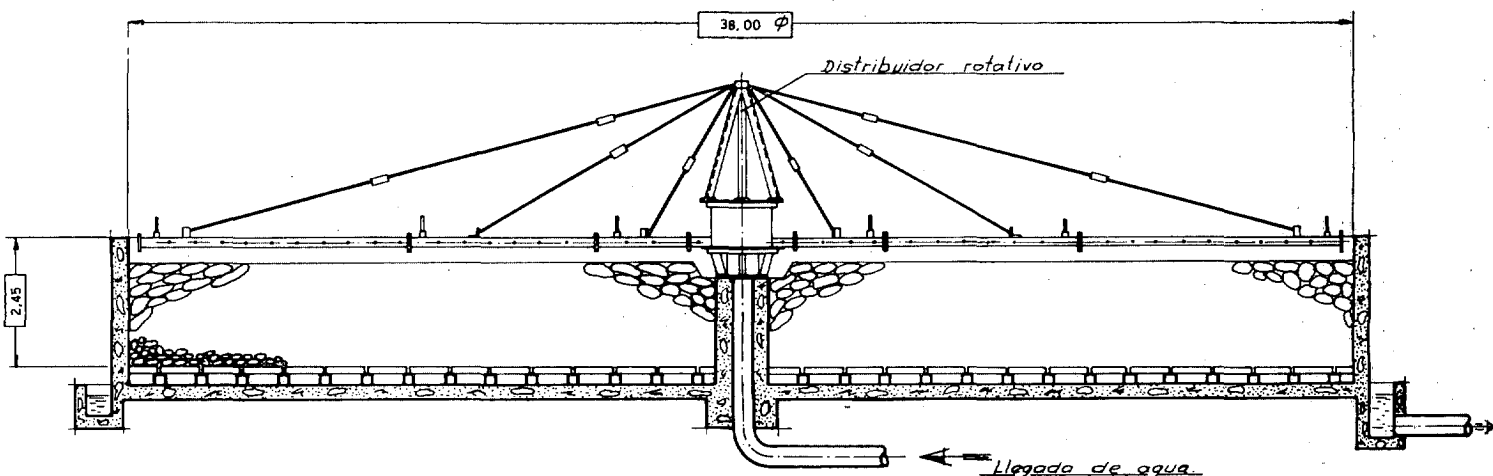


Lámina 4. — Lecho bacteriano.

III. RESUMEN DE CALCULOS DE INGENIERIA SANITARIA

1. Datos.

Caudal a tratar	$Q_m = 1\,703 \text{ m}^3/\text{hora.}$
	$Q_d = 40\,875 \text{ m}^3/\text{día.}$
	$Q_{\text{máx}} = 3\,600 \text{ m}^3/\text{hora.}$
Sólidos en suspensión	p.p.m. = 426
	Kg./día = 17\,400
Sólidos sedimentables	p.p.m. = 284
	Kg./día = 11\,600
DBO	p.p.m. = 260
	Kg./día = 10\,625
DBO del efluente	40 p.p.m.

2. Desarenador.

El desarenador tiene por objetivo eliminar las arenas y sólidos cuya densidad es muy superior a 1.

Su dimensionamiento depende del tamaño de las partículas que se pretende eliminar. La práctica aconseja eliminar las partículas de tamaño superior a 0,2 mm.

Se expresa a continuación la tabla que proporciona para las arenas de densidad 2,65 las superficies necesarias para eliminar las arenas de un determinado tamaño:

Tamaño de partícula		Superficie precisa en $m^2/m^3/h$.
Mesh.	MM	
10	1,651	0,0019
20	0,833	0,0037
65	0,208	0,0145
100	0,147	0,0256
150	0,104	0,055

Se dispone de un desarenador de 6,6 m. ϕ , cuya superficie es de 43,5 m^2 . Por tanto, se dispone de una superficie expresada en $m^2/m^3/h$.

A 1 703 $m^3/hora$ 0,0256 $m^2/m^3/h$.
A 3 600 $m^3/hora$ 0,0121 $m^2/m^3/h$.

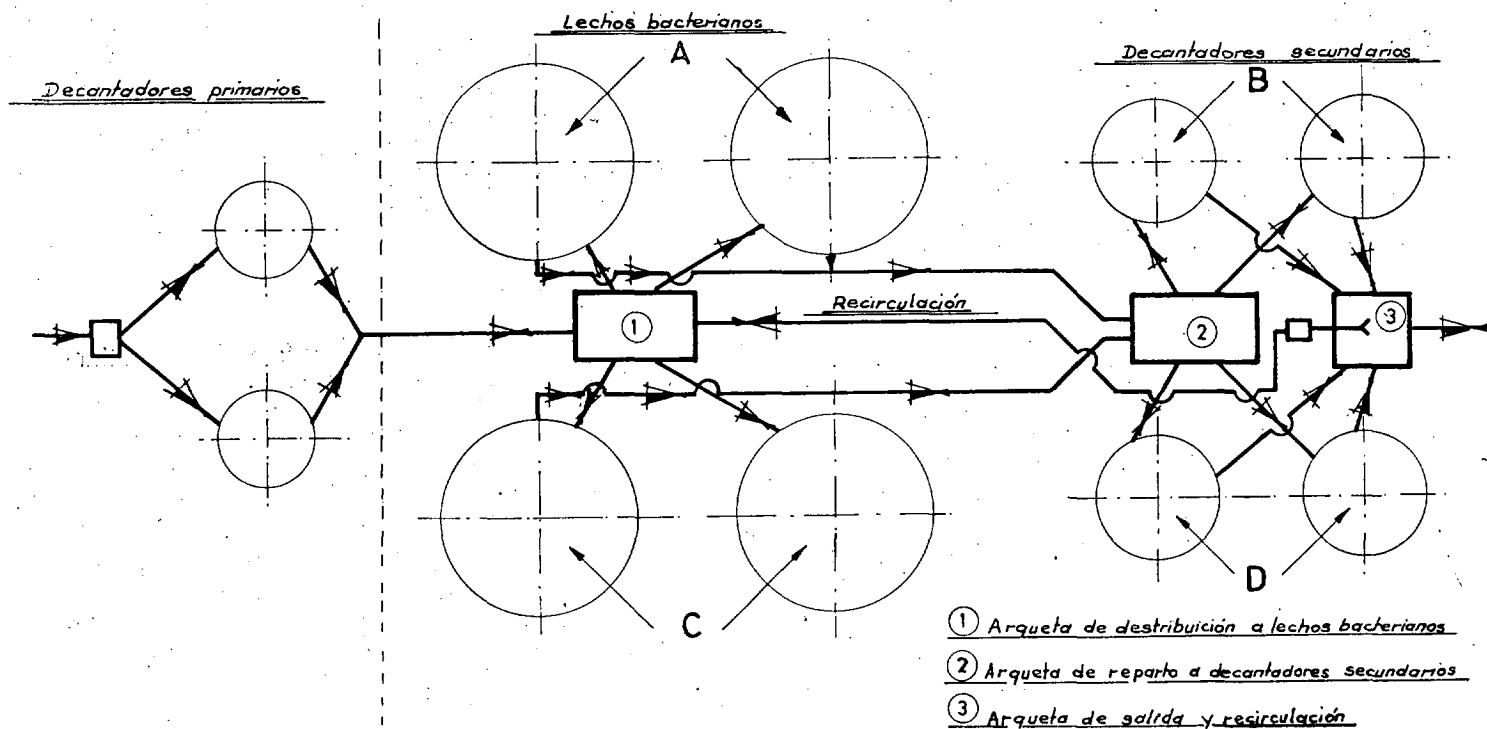


Lámina 5. — Diagrama de conducciones.

Los desarenadores son los únicos aparatos que se dimensionan para el caudal punta, por lo que se asegura la eliminación de las partículas de tamaño superior a 0,2 mm. ó 65 mesh.

3. Decantadores primarios.

El objetivo directo de la decantación primaria es la eliminación de los sólidos sedimentables. Indirectamente se obtiene la reducción de la DBO en las cantidades con que contribuyen los sólidos eliminados.

Las superficies y volúmenes totales de los dos decantadores de 26 m. $\phi \times 2,85$ metros de altura útil, cilíndrica, son:

Superficie	1 060 m. ²
Volumen total	3 478 m. ³

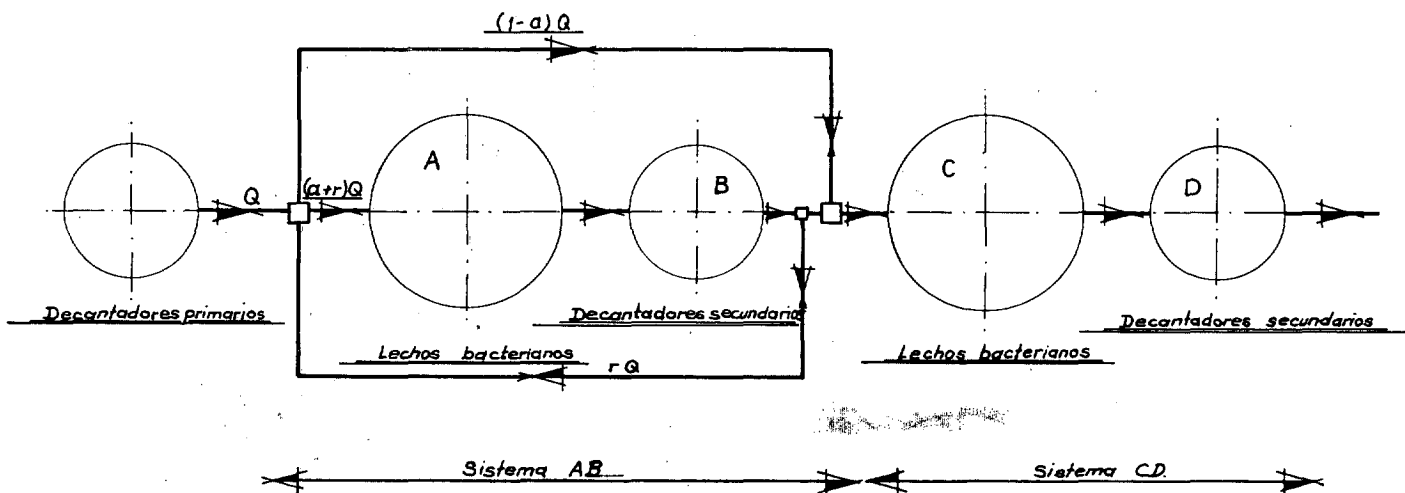


Lámina 6. — Esquema de tratamiento biológico en serie paralelo.

3.1. Velocidad ascensional.

Se expresa por el cociente entre el caudal medio y la superficie. Debe hallarse comprendida entre 1 y 2 m.³/h./m.². Para el caso actual, se tiene:

$$\frac{1\,703}{1\,060} = 1,61 \text{ m.}^3/\text{h./m.}^2.$$

3.2. Tiempo de retención.

El tiempo de retención obtenido sobre el caudal medio debe hallarse, para decantadores primarios, comprendido entre hora y media y dos horas y media.

Para los 1 703 m.³/h. el tiempo de retención es de:

$$\frac{3\,478}{1\,703} = 2,04 \text{ h.}$$

3.3. Recirculación de humus.

El caudal de recirculación representa el 10 por 100 del caudal nominal, lo que supondría un aumento en la velocidad ascensional del 10 por 100 y una disminu-

ción en el tiempo de retención de la misma importancia. Sin embargo, no se tiene en cuenta en los cálculos.

3.4. Eficiencia.

La eficiencia de un decantador primario depende del tipo de aguas a tratar. Las aguas residuales domésticas no presentan grandes variaciones en su composición, de unos lugares a otros, por lo que las experiencias obtenidas sirven para establecer *a priori* las eliminaciones previsibles. Se incluyen las curvas de eficiencia expresadas por diversos autores en cuanto a la eliminación de DBO y S.S.

De acuerdo con dichas curvas, puede esperarse una eliminación del 35 por 100 de la DBO y del 65 por 100 de los S.S.

Sin embargo, la forma correcta de comprobar la eficiencia de un decantador es por medio de la eliminación de los sólidos en suspensión sedimentables. En nuestro caso el rendimiento resulta superior al 85 por 100.

Al tratamiento biológico se conducirán, por tanto, $0,65 \times 1\,625 = 6\,905$ Kg. de DBO/día.

4. Tratamiento biológico.

El objetivo del tratamiento biológico es la separación de los elementos orgánicos del agua, no eliminados en el tratamiento primario.

Consta de cuatro lechos bacterianos de 38 m. de $\phi \times 3,080$ m. de altura cilíndrica total, y cuatro decantadores secundarios de 26 m. de $\phi \times 2,85$ m. de altura útil cilíndrica.

Las superficies y volúmenes útiles disponibles son:

	Sup. m. ²	Vol. m. ³
Dos lechos bacterianos	2 266	5 470
Cuatro lechos bacterianos	4 532	10 940
Dos decantadores	1 060	3 478
Cuatro decantadores	2 120	6 956

4.1. Eficiencia del tratamiento biológico por lechos bacterianos.

La eficiencia viene expresada por la fórmula del National Research Council:

$$p = \frac{100}{1 + 0,443 \sqrt{\frac{W}{VF}}};$$

donde:

p = Rendimiento en la eliminación de DBO.

W = Carga biológica aplicada al tratamiento biológico en Kg. DBO/día.

V = Volumen útil del lecho en metros cúbicos.

F = Factor que introduce en la fórmula la influencia de la recirculación y cuya expresión es $F = \frac{1+r}{(1+0,1 \cdot r)^2}$, siendo r la relación del caudal recirculado al caudal procedente de los decantadores primarios.

Cuando el tratamiento biológico es en serie, el rendimiento de la primera etapa, p_1 , viene expresado por la fórmula indicada anteriormente, y para la segunda etapa, p_2 , la fórmula se modifica de acuerdo con la expresión:

$$p_2 = \frac{100}{1 + \frac{0,443}{1 - p_1} \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F_2}}}$$

para tener en cuenta la mayor dificultad en tratar aguas que ya han sido tratadas con anterioridad.

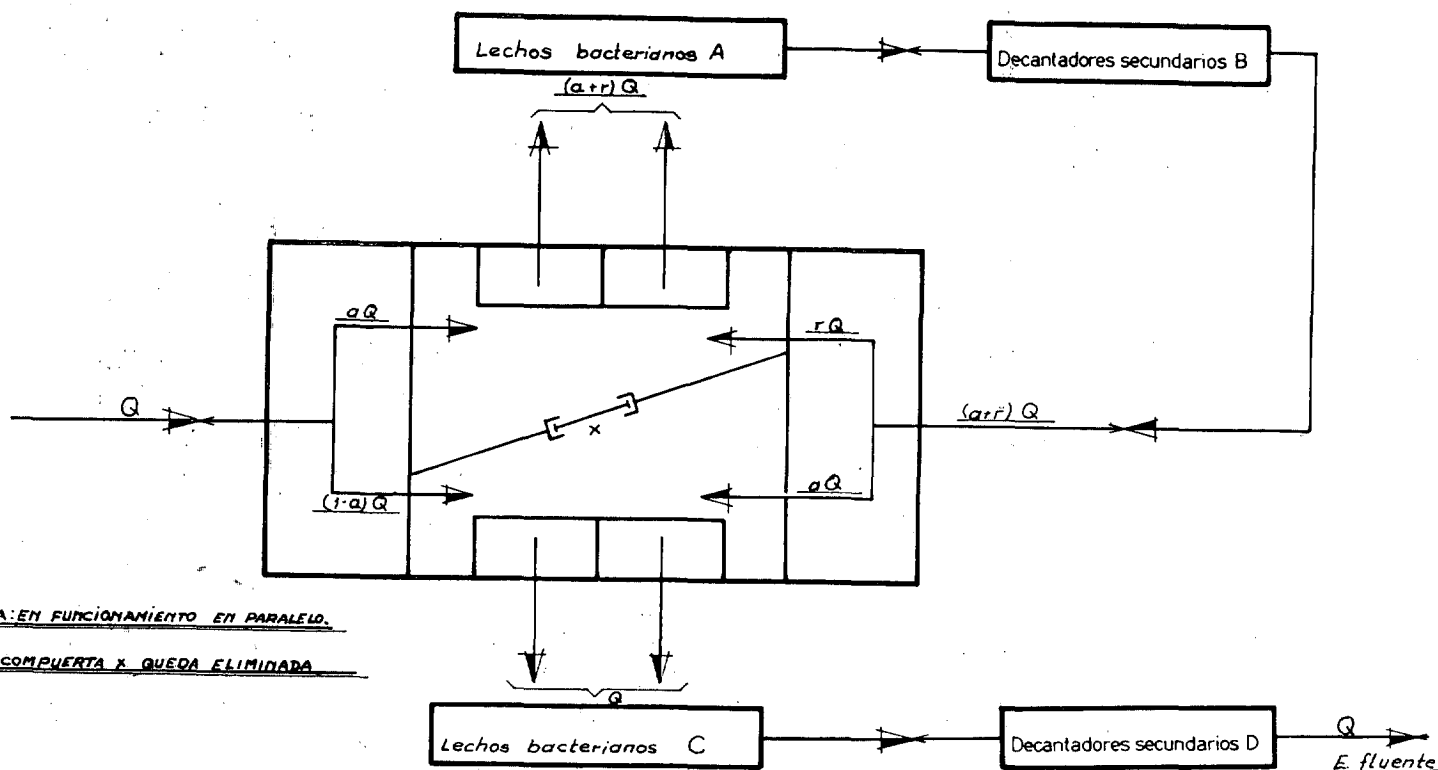


Lámina 7. — Arqueta de distribución a lechos bacterianos trabajando en serie-paralelo.

4.2. Valores de las cargas volúmicas e hidráulicas.

Para los lechos de fuerte carga, las cargas volúmicas e hidráulicas deben hallarse entre los valores siguientes:

$$\text{Carga volúmica } C = \frac{W}{V} \dots\dots 0,4-1,5 \text{ Kg. DBO/d./m.}^3$$

$$\text{Carga hidráulica } H \dots\dots\dots 0,34-1,76 \text{ m.}^3/\text{h./m.}^2$$

4.3. Posibilidades de funcionamiento.

La distribución al tratamiento biológico del líquido procedente de los decantadores primarios y de la recirculación puede realizarse de modo que se pueda funcionar en paralelo o en serie parcial.

El tratamiento en paralelo consiste en la equidistribución a los cuatro lechos bacterianos y a los cuatro decantadores secundarios del caudal procedente del tratamiento primario más la recirculación.

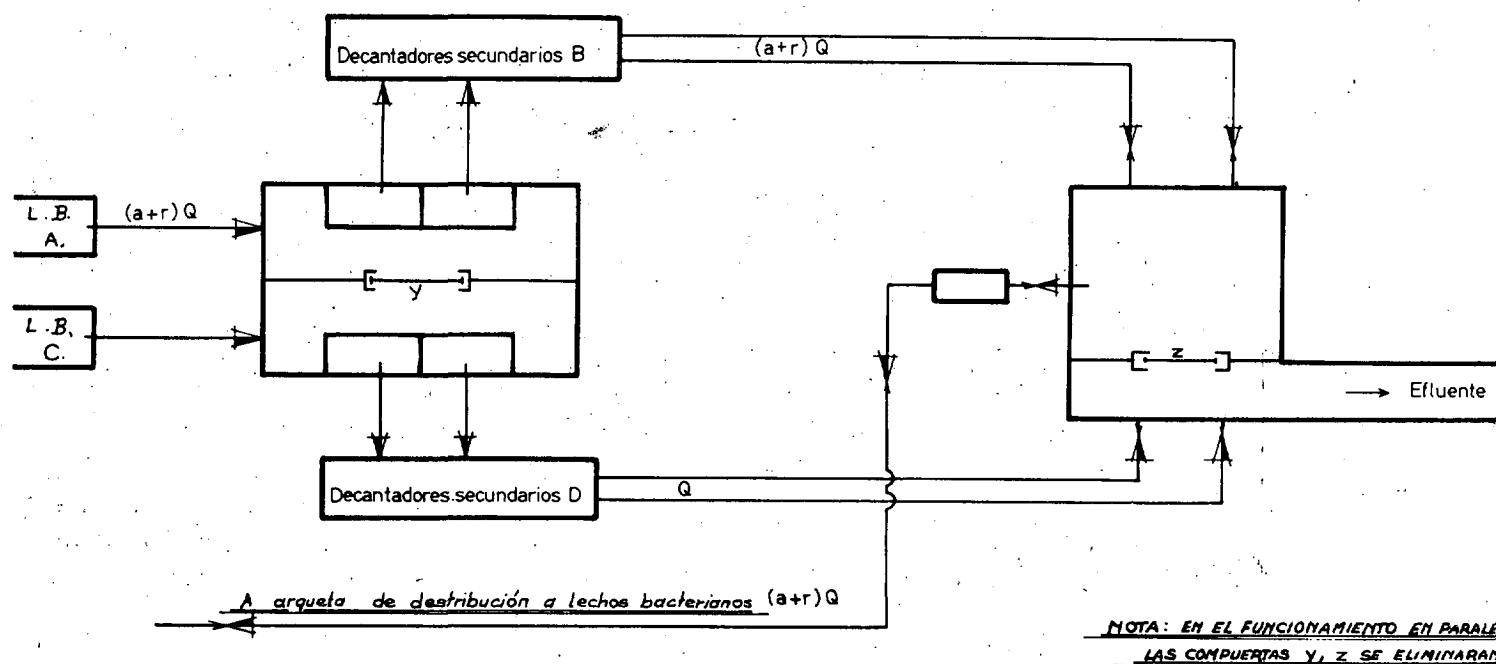


Lámina 8. — Arquetas de distribución a decantadores secundarios, de salida y recirculación, trabajando en serie-paralelo.

El tratamiento en serie parcial consiste en repartir el caudal procedente del tratamiento primario en dos partes. Una que se dirige a la primera etapa del tratamiento biológico, constituida por dos lechos bacterianos y dos decantadores secundarios, y la otra, a la segunda etapa, constituida por los mismos elementos en la línea de tratamiento simétrica respecto al eje de la planta. La recirculación se reparte, asimismo, parte a la primera etapa del tratamiento, constituyendo una recirculación real, y parte a la segunda etapa (sin recirculación). Las proporciones más correctas en que estos repartos habrán de hacerse vendrán dictadas por la experiencia; sin embargo, el cálculo nos permite hacer previsiones que la práctica viene confirmando con bastante exactitud.

4.4. Cálculos de eficiencia y condiciones de funcionamiento en paralelo.

$$\begin{aligned} \text{Carga biológica } W &= 6\,905 \text{ Kg. DBO/d.} \\ Q \text{ medio} &= 1\,703 \text{ m}^3/\text{h.} \\ \text{Recirculación} &= 2\,700 \text{ m}^3/\text{h.} \\ r &= \frac{2\,700}{1\,703} = 1,581. \\ F &= 1,93. \\ p &= 79,7 \text{ por } 100. \\ \text{DBO eliminada} &= 0,797 \times 6\,905 = 5\,500 \text{ Kg. DBO/d.} \\ \text{DBO en efluente} &= 6\,905 - 5\,500 = 1\,405 \text{ Kg. DBO/d.} \\ \text{DBO en p.p.m.} &= \frac{1\,405}{40\,875} \times 1\,000 = 34,4 \text{ p.p.m.} \\ \text{Carga hidráulica } H &= 1\,703 + 2\,700 = 4\,403 \text{ m}^3/\text{h.} = 0,97 \text{ m}^3/\text{h./m}^2. \\ \text{Carga volúmica } C &= \frac{6\,905}{10\,940} = 0,631 \text{ Kg. DBO/d./m}^3. \end{aligned}$$

Decantadores secundarios:

$$\begin{aligned} \text{Velocidad ascensional} &= \frac{4\,403}{2\,120} = 2,08 \text{ m}^3/\text{h./m}^2. \\ \text{Tiempo de retención} &= \frac{6\,956}{4\,403} = 1,58 \text{ h.} \end{aligned}$$

Los flóculos de los decantadores secundarios sedimentan con más facilidad que los sólidos sedimentables de los primarios, y por ello, se pueden adoptar velocidades ascensionales reales superiores a las de los primarios, y tiempos de retención inferiores.

4.5. Cálculos de rendimiento y condiciones de funcionamiento en serie parcial.

El tratamiento biológico en serie parcial permite regular la entrada a la primera etapa del tratamiento biológico para diversas proporciones del caudal a tratar.

Por otro lado, la recirculación que incluye la recirculación propiamente dicha a la primera etapa y parte de la aportación a la segunda etapa, es capaz de bombear hasta 2 700 m³/h.

Son posibles, por tanto, diversas combinaciones en cuanto al reparto a las dos etapas del agua a tratar, así como del agua de recirculación.

El rendimiento total del sistema es tanto mayor cuanto más "en serie" se funciona; ahora bien, ello implica unas condiciones de carga volúmica elevadas para la primera etapa y bajas para la segunda.

Tras unos tanteos se adoptan los siguientes valores:

- Fracción del caudal Q_m a la primera etapa del tratamiento biológico $0,75 \quad Q_m = 0,75 \times 1\,703 = 1\,275 \text{ m}^3/\text{h.}$
- Caudal de recirculación 2 100 m³/h., de los que 1 275 se aportarán a la segunda etapa del tratamiento biológico. Por tanto, el caudal de recirculación en la primera etapa es $2\,100 - 1\,275 = 825 \text{ m}^3/\text{h.}$

4.5.1. Primera etapa:

$$\begin{aligned}
 \text{Carga biológica } W_1 &= 0,75 \times 6\,905 = 5\,180 \text{ Kg. DBO/d.} \\
 Q_1 &= 0,75 \times 1\,703 = 1\,275 \text{ m}^3/\text{h.} \\
 \text{Recirculación} &= 825 \text{ m}^3/\text{h.} \\
 r_1 &= \frac{825}{1\,275} = 0,647. \\
 F_1 &= 1,45. \\
 p_1 &= 73,6. \\
 \text{DBO eliminada} &= 0,736 \times 5\,180 = 3\,810 \text{ Kg. DBO/d.} \\
 \text{DBO efluente 1.ª etapa} &= 5\,180 - 3\,810 = 1\,370 \text{ Kg. DBO/d.} \\
 \text{Carga hidráulica } H_1 &= \frac{1\,275 \times 825}{2\,266} = \frac{2\,100}{2\,266} = 0,926 \text{ m}^3/\text{h./m}^2. \\
 \text{Carga volúmica } C_1 &= \frac{5\,180}{5\,470} = 0,946 \text{ Kg. DBO/d./m}^3.
 \end{aligned}$$

Decantadores secundarios.

$$\begin{aligned}
 \text{Velocidad ascensional} &= \frac{2\,100}{1\,060} = 1,98 \text{ m}^3/\text{h./m}^2. \\
 \text{Tiempo de retención} &= \frac{3\,478}{2\,100} = 1,65 \text{ h.}
 \end{aligned}$$

4.5.2. Segunda etapa.

A la segunda etapa llegan:

a) $1\,703 - 1\,275 = 428 \text{ m}^3/\text{h.}$, que contienen $0,25 \times 6\,905 = 1\,725 \text{ Kg. DBO}$ por día. Esta carga biológica penetra por primera vez en el tratamiento biológico, aunque lo hace a la segunda etapa directamente.

b) $1\,275 \text{ m}^3/\text{h.}$ procedentes de la primera etapa, que contienen $1\,370 \text{ Kg. DBO}$ por día, según se ha visto anteriormente.

Para calcular el rendimiento de la segunda etapa, se habrá de tener en cuenta que, así como a la fracción b) ha de aplicársele la fórmula del tratamiento biológico en serie, no así para la fracción a), que se trata por vez primera, aunque en la segunda etapa. Para la fracción a) se aplicará la fórmula correspondiente al tratamiento en paralelo (conteniendo, sin embargo, en su interior la carga total).

Se tiene, por tanto:

$$\begin{aligned}
 \text{Carga biológica total } W_2 &= 1\,725 + 1\,370 = 3\,095 \text{ Kg. DBO/d.} \\
 Q_2 &= 1\,703 \text{ m}^3/\text{h.} \\
 r_2 &= 0. \\
 F_2 &= 1. \\
 P_2 \text{ (para la fracción a)} &= \frac{100}{1 + 0,443 \cdot \sqrt{\frac{3\,095}{5\,470}}} = 75 \%.
 \end{aligned}$$

$$p_2 \text{ (para la fracción } b) = \frac{100}{1 + \frac{0,443}{1 - 0,736} \cdot \sqrt{\frac{3\,095}{5\,470}}} = 44,2 \%$$

$$\begin{aligned} \text{DBO eliminada} \quad & \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \times 1\,725 = 1\,290 \\ 0,442 \times 1\,370 = 605 \end{array} \right. \\ & \underline{1\,895 \text{ Kg. DBO/d.}} \end{aligned}$$

$$\text{DBO en efluente} \quad 3\,095 - 1\,895 = 1\,200 \text{ Kg. DBO/d.}$$

$$\text{DBO en efluente p.p.m.} = \frac{1\,200}{40\,875} = 29,4 \text{ p.p.m.}$$

$$\text{Carga hidráulica } H_2 = \frac{1\,703}{2\,266} = 0,75 \text{ m}^3/\text{h./m}^2.$$

$$\text{Carga volúmica } C_2 = \frac{3\,085}{5\,470} = 0,565 \text{ Kg. DBO/d./m}^3$$

Decantadores secundarios.

$$\text{Velocidad ascensional} = \frac{1\,703}{1\,060} = 1,61 \text{ m}^3/\text{h./m}^2$$

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{3\,478}{1\,703} = 2,04 \text{ h.}$$

4.6. Conclusiones.

Evidentemente, interesa funcionar en serie, dado que se obtiene un grado de depuración superior. La experiencia indicará si es preciso retocar las proporciones en que se realiza el tratamiento en serie parcial, así como la recirculación, sobre todo si, con el tiempo, varían las características del agua que llega a la planta.

5. Tratamiento del fango.

5.1. Cantidad de fangos.

Los fangos de la instalación están constituidos por los eliminados en el tratamiento primario más los originados en el tratamiento biológico. La cantidad total de sólidos a tratar será del 90 por 100 del total de los que llegan a la planta, es decir, $0,9 \times 17\,400 = 15\,660 \text{ Kg./día.}$

5.2. Filtración.

El caudal de filtración se expresa en Kg./h./m^2 de superficie lateral del tambor cilíndrico, y es función de la concentración de los fangos. La concentración

mínima previsible para los fangos es del 5 por 100, y para esta concentración el caudal de filtración es de 28,6 Kg./h./m.².

Se dispone de dos filtros con una superficie total de $2 \times 2,4 \times 3,6 \times \pi = 54$ metros cuadrados.

Por tanto, con los dos filtros funcionando conjuntamente, se filtrarán:

$$54 \text{ m.}^2 \times 28,6 \text{ Kg./h./m.}^2 = 1\,545 \text{ Kg./h.}$$

Un solo filtro funcionando durante veinticuatro horas por día es capaz, por tanto, para $\frac{1\,545}{2} \times 24 = 18\,520 \text{ Kg./día.}$

Para filtrar 15 660 Kg./día se precisarán $\frac{15\,660}{1\,545} = 10,2 \text{ h./día}$ funcionando ambos filtros, y 20,4, funcionando un solo filtro.

Funcionando seis días por semana se precisarán $10,2 \times \frac{7}{6} = 11,9 \text{ h./día}$ con dos filtros, y 23,8 h./día con uno solo.

5.3. Reactivos.

Las cantidades de cal y Cl_3Fe precisas, expresadas como CaO y Cl_3Fe puros, son:

CaO	8 %
Cl_3Fe	1,5 %

Estos porcentajes se refieren a los sólidos secos. Por tanto, se precisarán por día:

CaO	$0,08 \times 15\,660 = 1\,252,8 \text{ Kg./día.}$
Cl_3Fe	$0,015 \times 15\,660 = 235 \text{ " "}$

5.4. Cantidad de pasta final a disponer.

La pasta obtenida en los filtros de vacío alcanzará el 70 por 100 de humedad, resultando, por tanto:

$$\frac{15\,660}{0,3} = 52,2 \text{ t./día de fangos a evacuar.}$$

6. Cloración.

Se ha previsto una dosis media de 2 p.p.m. de cloro, lo que supone 3,4 kilogramos por hora. La capacidad de dosificación llega a 40 Kg./h.

7. Equipos auxiliares.

7.1. Bombeos.

Para el bombeo de agua bruta se han previsto cuatro bombas de 900 metros cúbicos por hora, que totalizan el caudal máximo de 3 600 m.³/h.

Para el bombeo de recirculación se han previsto tres bombas de 900 m.³/h.

7.2. Recuperación de agua.

Dentro de la planta, para la preparación de reactivos, lavado de la tela del filtro, refrigeración, riego, etc., se precisa agua desprovista de sólidos. El consumo más importante de agua tendrá lugar cuando se hallen en funcionamiento los dos filtros de vacío, alcanzando los 20 m.³/h. por filtro. Para ello se ha previsto una instalación de recuperación de agua, por filtración del efluente de la planta, con una capacidad de 50 m.³/h.