

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO 04: DIMENSIONAMIENTO DE LOS SISTEMAS Y PROCESOS DE TRATAMIENTO

**PROYECTO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS
RESIDUALES DE RAMONETE, T.M. DE LORCA (MURCIA)**

CONSEJERÍA DE AGRICULTURA Y AGUA DE LA COMUNIDAD AUTÓNOMA DE LA
REGIÓN DE MURCIA
DIRECCIÓN GENERAL DEL AGUA





ÍNDICE:	
1 OBJETO	2
2 DATOS DE PARTIDA	2
2.1 CAUDALES Y POBLACIÓN EQUIVALENTE	2
2.2 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL	2
2.3 RESULTADOS A OBTENER	2
2.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA A LA SALIDA DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO	2
2.3.2 CARACTERÍSTICAS DEL FANGO	3
3 LÍNEA DE AGUA	4
3.1 LLEGADA DE AGUA BRUTA Y BY-PASS GENERAL DE LA PLANTA	4
3.2 ENTRADA A POZO DE GRUESOS Y PREDESASTE	5
3.3 BOMBEO DE AGUA BRUTA	6
3.4 DESBASTE Y TAMIZADO	9
3.4.1 REJAS DE GRUESOS:	9
3.4.2 TAMIZ ROTATIVO	11
3.5 DESARENADOR-DESENGRASADOR	12
3.6 EXTRACCIÓN Y SEPARACIÓN DE ARENAS	16
3.7 EXTRACCIÓN Y SEPARACIÓN DE FLOTANTES	17
3.8 BY-PASS DESARENADOR Y BY-PASS GENERAL DEL AGUA PRETRATADA	18
3.9 MEDIDA DE CAUDAL DE AGUA PRETRATADA	18
3.10 DEPÓSITO DE HOMOGENEIZACIÓN	19
3.11 REACTOR BIOLÓGICO TIPO CARRUSEL	19
3.11.1 CARACTERIZACIÓN DEL INFLUENTE	19
3.11.2 PARÁMETROS DE DISEÑO Y DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL REACTOR	21
3.11.3 NECESIDADES DE OXIGENO	27
3.12 DECANTADOR SECUNDARIO	32
3.13 ARQUETA DE DERIVACIÓN	41
3.14 DEPÓSITO DE REGULACIÓN	41
3.15 BOMBEO A FILTRACIÓN	41
3.16 FILTRO DE TELAS	43
3.17 SISTEMA DE DESINFECCION	44
3.17.1 DESINFECCIÓN ULTRAVIOLETA	45
3.17.2 CANAL DE CLORACIÓN	45
3.18 MEDIDA DE CAUDAL DE AGUA TRATADA	47
4 LÍNEA DE FANGOS	48
4.1 ESPESADOR	48
4.2 BOMBEO DE FANGOS ESPESADOS	52
4.3 ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO DEL FANGO	53
4.4 DECANTADORA CENTRÍFUGA	54
4.5 EVACUACIÓN DE FANGOS DESHIDRATADOS	55
4.6 ALMACENAMIENTO DE FANGO DESHIDRATADO	55

1 OBJETO

El objeto del presente anejo es el de justificar los cálculos realizados para el dimensionamiento de la obra civil y equipos necesarios de la E.D.A.R. de Ramonete (Lorca), de tal forma que se consigan los niveles y rendimientos de depuración deseados, en función de las características previstas del agua residual influente a la planta.

2 DATOS DE PARTIDA

2.1 CAUDALES Y POBLACIÓN EQUIVALENTE

CAUDALES:		
Caudal medio diario	1.000,00	m ³ /día
Caudal medio	42,00	m ³ /h
Caudal punta pretratamiento	200,00	m ³ /h
Caudal punta R. Biológico y Terciario	100,00	m ³ /h

POBLACIÓN:		
Dotación	175	l/hab./día
Población de diseño	6.000	hab.equiv.

2.2 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL

CARACTERIZACIÓN DEL INFLUENTE: DATOS DE PARTIDA		
DQO	700	mg DQO/l
DBO ₅	475	mg DBO/l
SST	500	mg/l
NKT	80	mg N/l
P _{TOTAL}	12	mg P/l

2.3 RESULTADOS A OBTENER

2.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA A LA SALIDA DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO

Características del agua a la salida del tratamiento secundario

Concentración DBO ₅ salida del Tratamiento Secundario	≤25	mg/l
Concentración SS salida del Tratamiento Secundario	≤35	mg/l
Concentración DQO salida del Tratamiento Secundario	≤125	mg/l
Concentración N _{TOTAL} salida del Tratamiento Secundario	≤15	mg/l



Características del agua a la salida del tratamiento terciario:

SS	≤ 5	mg/l
Turbidez a la salida del Tratamiento Terciario:	≤ 2	NTU
Coliformes totales a la salida del tratamiento terciario	≤ 2,2	ufc/100 ml
Máximo puntual	≤ 20	ufc/100 ml
Inactivación de virus de 4 logaritmos basado en polivirus	≥ 99,99	%
Huevos de nemátodos intestinales	≤ 0,1	huevo/l
Sin olor detectable		

2.3.2 CARACTERÍSTICAS DEL FANGO

Sequedad fangos deshidratados	≥ 22%
Estabilidad (% en sólidos volátiles)	≥ 70%

3 LÍNEA DE AGUA

La línea de agua está compuesta por los siguientes elementos:

- Llegada de agua bruta y By-pass general de la planta.
- Entrada a pozo de gruesos y predesbaste.
- Bombeo de agua bruta.
- Desbaste y tamizado.
- Desarenador-desengrasador aireado.
- Extracción y separación de arenas
- Extracción y separación de flotantes
- By-pass Desarenador y By-pass general del agua Pretratada.
- Medida de caudal de agua Pretratada.
- Depósito de Homogeneización.
- Reactor biológico tipo carrusel (1 ud).
- Decantador secundario (1 ud).
- Arqueta de Derivación
- Depósito de Regulación.
- Bombeo a Filtración.
- Medida de caudal de agua a T. Terciario.
- Filtro Textil de discos (1 ud).
- Desinfección UV (1 ud).
- Canal de Cloración (1 ud).
- Arqueta de llegada a Rambla.

3.1 LLEGADA DE AGUA BRUTA Y BY-PASS GENERAL DE LA PLANTA

En la llegada del agua residual bruta se procederá a realizar una arqueta exterior al pozo de gruesos donde se ubicará una compuerta manual de aislamiento de la E.D.A.R. Desde esta arqueta se inicia el colector de By-pass de la planta.

La compuerta será mural de 0,60x0,60 y cierre a cuatro lados.

Parámetros de diseño

Material	PVC corrugado DN-630	mm
Cota rasante colector en llegada	75,68	m
Cota de terreno en llegada	79,50	m

Pendiente colector último tramo	0,30	%
Caudal máximo en colector	391,41	l/s
Caudal máximo a tratar	208,33	m ³ /h
Caudal máximo a aliviar depuradora sin funcionar	391,41	l/s
By-pass general a la rambla del Ramonete		
Material	PVC corrugado DN-630	mm
Cota rasante By-pass en arqueta de llegada	77,47	m
Cota rasante By-pass en llegada a la rambla	77,49	m
Lámina agua en la rambla (TR=100 años)	78,00	m

3.2 ENTRADA A POZO DE GRUESOS Y PREDESBASTE

La geometría del pozo de gruesos es rectangular, salvo en la zona inferior donde adquiere forma trapezoidal para que los residuos puedan ser más fácilmente retirados por la cuchara.

Se dimensiona para un tiempo de retención hidráulico superior a 0,5 min a caudal máximo hidráulico.

$$\text{Volumen necesario } m^3 = Q_{\text{máx.}} \frac{m^3}{h} * t_r(h)$$

Caudal máximo:	208,33	m ³ /h
Caudal punta:	100,00	m ³ /h
Caudal medio:	41,67	m ³ /h
Número de pozos:	1,00	Ud
Tiempo permanencia: >0,5 min a Q _{máx.} y >1 min a Q _p	de donde:	
Vol. mínimo a Q _{máx.} :	1,74	m ³
Vol. mínimo a Q _p :	1,67	m ³
Dimensiones:		
- Largo:	2,00	m
- Ancho:	1,50	m
- Altura recta:	1,50	m
- Altura trapezoidal:	0,50	m
Superficie planta:	3,00	m ²
Volumen:	4,87	>1,74 m ³

La carga hidráulica en el pozo de gruesos no debe superar el valor de 300 m³/ m²h.

Carga hidráulica:

$$(m^3/(m^2*h)) = Q (m^3/h) / \text{Superficie de sedimentación } (m^2)$$

Carga superficial (<300):

CSQ _{máx.} :	69,44	<300	m ³ /m ² /h
-----------------------	-------	------	-----------------------------------

Para la recogida de los sólidos retenidos, se dota al pozo de una **cuchara bivalva** electrohidráulica, actuada por un polipasto que permite la evacuación de los residuos a contenedor.

Generación de residuos :	20,00	l/1.000 heq/d
Pob. diseño EDAR Ramonete:	8.000	heq
Vol. Residuos generado:	160,00	l/d
Extracción de residuos:	Cuchara bivalva en polipasto eléctrico	
Capacidad cuchara:	100,00	l

Reja de Predesbaste:

Entre el pozo de gruesos y el de bombeo, se sitúa una reja de muy gruesos o predesbaste para realizar un primer cribado de sólidos mayores de 30 mm (que serán retirados por la cuchara bivalva) y proteger a las bombas. Las dimensiones del hueco serán de 1,00 x 1,00 m² y la limpieza se realizará de forma manual. El material será acero inoxidable AISI 316 L.

Rejilla retención residuos:	Reja Manual	
- Separación de barrotes:	3,00	cm
- Grosor del barrote:	1,20	cm
- Limpieza de rejilla:	Manual	
- Ancho total:	1,00	m
- Calado a Q _{máx} :	1,00	m
- Ancho útil:	0,500	m
- Profundidad barrotes:	6,00	cm
- Sección de paso a Q _{máx} (30% atascamiento):	0,500	m ²
- Velocidad de paso a Q _{máx} :	0,12	m/seg
Sistema de limpieza	Manual	
Forma de evacuación de residuos	Cuchara bivalva	

3.3 BOMBEO DE AGUA BRUTA

El agua residual pasa al pozo de bombeo, donde se instalan los equipos necesarios para la elevación al pretratamiento.

La elección del tipo de bomba se hará a partir de las curvas características de las mismas, escogiendo, en las condiciones normales de marcha y con el mejor rendimiento hidráulico y eléctrico posible, aquellas que proporcionen el caudal y la altura manométrica exigidos.

Serán instaladas tres (2+1) bombas centrífugas sumergibles, una de ellas de reserva.

Las bombas colocadas en el bombeo serán iguales con el fin de simplificar el mantenimiento, reducir el stock de repuestos y colocar una de reserva igual a las que se encuentra en funcionamiento.

Los datos de base para la definición del pozo son el caudal de diseño y la frecuencia de arranque de las bombas. Para evitar la sobrecarga térmica de los motores, los grupos no se deben arrancar demasiado a menudo dentro de un intervalo de tiempo. Los valores aproximados para el número máximo de arranques por hora (Z), dependen de la potencia del motor.

Potencia del motor:

0-11	kW:	Z =	20 /h
11-160	kW:	Z =	15 /h
> 160	kW:	Z=	≤ 10 /h

Como la selección de las bombas está orientada a trasegar el máximo caudal afluente y éste está sujeto a oscilaciones a lo largo del día, se debe disponer en el pozo de bombeo de un volumen de almacenamiento (volumen útil) mínimo para evitar un arranque demasiado frecuente de las bombas.

Cuanto más baja sea la frecuencia de arranque elegida, mayor será el volumen útil. Para el funcionamiento con bombas sumergidas hay que tener en cuenta que la refrigeración del motor la realiza el mismo medio que la bomba eleva por lo que la altura mínima de lámina de agua en el pozo de bombeo no debe ser nunca inferior a aproximadamente la altura que cubra unos tres cuartos del cuerpo de la bomba (utilizando camisa de refrigeración esta altura se reduce a aproximadamente la altura de la voluta de la bomba), además de evitar remolinos o fenómenos de cavitación. El volumen ocupado por esta altura mínima de lámina de agua lo denominamos volumen muerto del pozo de bombeo. Observando las recomendaciones constructivas y la mínima profundidad de inmersión de las bombas, se consigue que el volumen muerto en el pozo sea mínimo. El volumen total del pozo de bombeo es la suma del volumen útil y el volumen muerto.

El volumen útil necesario para una bomba se calcula por la fórmula siguiente:

$$V_{\text{útil}} = \frac{0,9 \cdot Q}{Z}$$

Siendo,

$V_{\text{ÚTIL}}$: volumen útil.

Q: caudal (l/s)

Z: nº de arranques por hora

El cálculo del volumen útil necesario para la perfecta conservación de las bombas se obtiene según el siguiente cuadro:

Nº de bombas instaladas	Volumen parcial
1	$V_{\text{útil}} = \frac{0,9 \cdot Q}{Z}$
2	$V_{\text{útil}} = 0,392 \cdot \frac{0,9 \cdot Q}{Z}$

$$3 \quad V_{\text{útil}} = 0,264 * \frac{0,9 * Q}{Z}$$

El volumen útil total resulta de la suma de los volúmenes parciales. Por otra parte, se comprobará que el tiempo de estancia a caudal mínimo no supere la hora, para evitar la formación de sedimentos.

Con el resultado del cálculo de las dimensiones del pozo de bombeo se replantea el número de bombas instaladas y la potencia unitaria de cada una.

Datos de diseño:

Caudal máximo hidráulico	208	m ³ /h
Caudal punta tiempo seco	100	m ³ /h
Caudal medio	42	m ³ /h

Equipos de bombeo:

Líquido a bombear	Agua residual	
Tipo de bombas	Centrífugas sumergidas	
Caudal máximo a elevar:	208,33	m ³ /h
Caudal medio de elevación:	41,67	m ³ /h
Nº de bombas a instalar:	3,00	Ud
Nº de bombas en funcionamiento:	2,00	Ud
Caudal unitario:	104	m ³ /h

Accionamiento bombas:

Funcionamiento:	Automático
Sistema de control	Nivel hidrostático + boyas

Pozo de bombeo:

Frecuencia máxima de arranques	15 ud/h	ud/h
--------------------------------	---------	------

Volumen mínimo necesario:

$$V_{\text{útil}} = \frac{0,9 * Q}{Z} \quad V_1 = 1,74 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{útil}} = 0,392 * \frac{0,9 * Q}{Z} \quad V_2 = 0,68 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{min}} = V_1 + V_2 = 2,42 \text{ m}^3$$

Volumen adoptado:

Anchura:	2,00	m	
Longitud:	3,50	m	
Profundidad (rasante colector entrada-fondo pozo):	2,00	m	
Altura muerta:	0,50	m	
Profundidad útil:	1,50	m	
Volumen útil adoptado:	10,50	m ³	> Vol _{min}

Tiempo de retención $Q_{min} < 1h$	0,63	h
nº arranques a $Q_{max} =$	2	
Nº de tuberías de impulsión en servicio	2	
Diámetro	150	mm
$Q_{max} =$	104	m ³ /h
Sección=	0,0177	m ²
Velocidad de paso=	1,64	m/s
Altura geométrica (Hg)=	10,03	m
Pérdidas por fricción en tubería=	0,22	m
Pérdidas localizadas=	0,47	m
Altura manométrica (Hm)=	10,72	m
Potencia hidráulica necesaria:		

$$P_3 \text{ kW} = \frac{Q \cdot I_s \cdot Hm \text{ m.c.a.}}{75 \cdot \mu} \cdot 0,736$$

$$P_3 = 4,34 \text{ kW}$$

Dos de las bombas llevarán variador de frecuencia electrónico.

3.4 DESBASTE Y TAMIZADO

3.4.1 REJAS DE GRUESOS:

Se dispondrá de dos canales, uno de ellos de by-pass, en los que se colocarán rejas de gruesos, automática en el primer caso y manual para el canal de by-pass.

El dimensionamiento se realiza considerando como parámetro de control fundamental en la comprobación del funcionamiento de las rejas, la velocidad de paso del agua entre los barrotes. Por esa razón el desbaste se dimensiona para una velocidad de paso inferior a 1,4 m/s a caudal máximo. Como contrapunto, la velocidad de aproximación aconsejable es de 0,4 a 0,9 m/s., para evitar la sedimentación de arenas en el canal.

Velocidad de aproximación en el canal:

$$V_a \text{ m/s} = \frac{Q \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{S \text{ (m}^2\text{)}}$$

Siendo S la sección de paso por el canal, producto de la anchura del mismo por el calado calculado para el caudal problema.

Velocidad de paso a través de las rejas:

$$V_p \frac{\text{m}}{\text{s}} = V_a \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot \frac{E+e}{E} \cdot \left(\frac{1}{C}\right)$$

E: espacio entre barrotes (mm)

e: espesor de barrotes (mm)

C: coeficiente de atascamiento. Se considera admisible que el 30% del espacio entre barrotes este ocupado por residuos, lo que supone un coeficiente de atascamiento de 0,7.

Datos de diseño

Caudal máximo hidráulico	208	m ³ /h
Caudal punta tiempo seco	100	m ³ /h
Caudal medio	42	m ³ /h
Número de rejjas instaladas	1	
Número de rejjas de by-pass	1	
Número de rejjas en funcionamiento a caudal máximo	1	
Número de rejjas en funcionamiento a caudal punta	1	
Número de rejjas en funcionamiento a caudal medio	1	
Caudal máximo por línea	208	m ³ /h
Caudal máximo por línea	0,058	m ³ /s
Caudal punta por línea	100	m ³ /h
Caudal punta por línea	0,028	m ³ /s
Caudal medio por línea	42	m ³ /h
Caudal medio por línea	0,012	m ³ /s
Fracción de atascamiento admitida	30	%
Velocidad de paso máxima	1,4	m ³ /s

Definición geométrica

Ancho de canal	0,40	m
Calado a caudal máximo	0,30	m
Resguardo	0,40	m
Altura canal	0,70	m
Sección a caudal máximo	0,12	m ²
Tipo de rejjas	Rectas, inclinadas	
Tipo de barras	Rectangulares	
Ancho de barra	8	mm
Espacio entre barras	15	mm
Profundidad de barras	40	mm
Número de barrotes	19	
Ancho útil del canal	0'25	m

Condiciones de funcionamiento:

Coeficiente de atascamiento	30%	
Velocidad de aproximación a caudal máximo	0,50	m/s
Velocidad a través de rejillas a caudal máximo	1,06	m/s

Limpieza de sólidos gruesos

Sistema de limpieza	Automático	
Localización del peine	Cara anterior	
Nº peines de limpieza	2	ud
Peso de elevación	740	kg
Potencia estimada del motor	0,5	CV
Regulación del automatismo	Temporizador y diferencia de nivel	
Generación de residuos :	25,00	l/1.000 m ³
Qdiseño=	1.000	m ³ /d
Vol. Residuos generado	25,00	(l/d)
Forma de extracción de residuos	Tornillo transportador compactador a contenedor	
Capacidad del tornillo transportador	2,00	m ³ /h

3.4.2 TAMIZ ROTATIVO

Después del desbaste de gruesos, los canales se unen en una arqueta de la que parte una tubería Ø250 que alimenta el rototamiz. El tamizado consiste en una filtración sobre un soporte mucho más tupido que las rejillas de desbaste, de manera que se establece una menor luz de paso (3 mm en nuestro caso).

Datos de diseño:

Caudal máximo	208,33	m ³ /h
Caudal punta	100,00	m ³ /h
Caudal medio	41,67	m ³ /h
Nº unidades instaladas	1,00	Ud
Nº unidades en funcionamiento	1,00	Ud
Tipo tamiz	Rotativo autolimpiable	
Modelo	GF-63090L	
Luz de malla	3,00	mm
Capacidad de paso unitaria	324,00	m ³ /h
Sistema de limpieza	Automático	
Regulación automatismo	Temporizador	

Generación de residuos	75,00	l/1.000 m ³
Qdiseño	1.000	m ³ /d
Vol. Residuos generado	75,00	l/d
Extracción de residuos	Tornillo transportador contenedor	compactador a
Capacidad del tornillo transportador	2,00	m ³ /h

La descarga se produce en tubería hacia el desarenador-desengrasador.

3.5 DESARENADOR-DESENGRASADOR

El desarenado pretende la eliminación de las arenas de un tamaño superior a 0.20 mm con una densidad aproximada de 2,65 kg/l, en un 85-90%. Para ello, se disminuye la velocidad del agua aumentándose la sección de paso, de manera que las partículas mas pesadas se depositen en el fondo. Esto se cumplirá siempre y cuando no se supere su velocidad crítica de arrastre, la cual se puede calcular mediante la siguiente simplificación de la ley de Stokes:

$$v_{CA} = \frac{8 \cdot k \cdot (\rho_p - 1) \cdot d \cdot dp}{f}$$

k: coeficiente dependiente de la facilidad de la arena para compactarse. Toma valores entre 0,04-0,06

ρ_p : densidad de las partículas (kg/l)

d_p : diámetro de la partícula (m)

f: coeficiente dependiente del nº de Reynolds. Toma valores entre 0,02-0,03

g: aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

Por medio de la inyección de aire en el desarenador se posibilita su utilización como desengrasador, al desemulsionar las grasas y mejorar la flotación de las mismas. Además, se obtienen ventajas como la reducción de olores y la extracción de arenas con bajo contenido en materia orgánica. Mediante una placa deflectora se crea una zona de tranquilización donde las grasas se acumulan en superficie hasta ser evacuadas.

Los parámetros de diseño utilizados en el dimensionamiento del desarenado-desengrasado han sido los siguientes:

Carga hidráulica a caudal máximo $\leq 25 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Carga hidráulica a caudal medio $\leq 15 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Tiempo de retención hidráulica a caudal punta $\geq 10 \text{ min.}$

Tiempo de retención hidráulica a caudal medio $\geq 15 \text{ min.}$

La carga hidráulica definirá la superficie longitudinal de la unidad,

$$C_H = \frac{Q_{\text{unitario}} \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{S (\text{m}^2)}$$

El volumen del desarenador vendrá dado por los tiempos de retención mínimos establecidos:

$$V\left(\frac{m^3}{h}\right) = \frac{Q_{\text{unitario}} \frac{m^3}{h}}{t_R (h)}$$

Las dimensiones establecidas se encuentran dentro de los rangos habituales empleados en el diseño de este tipo de desarenadores-desengrasadores:

Altura útil entre 2 y 5 m.

Relación longitud / anchura: 2,5:1 - 5:1

Relación anchura / altura útil: 1:1 - 5:1

Datos de diseño:

Caudal máximo	208,33	m ³ /h		
Caudal punta	100,00	m ³ /h		
Caudal medio	41,67	m ³ /h		
Tipo de desarenador	Longitudinal aireado			
Nº de unidades instaladas	1,00	Ud		
Nº de unidades en funcionamiento*	1,00	Ud		
Caudal máximo por línea	208,33	m ³ /h	0,058	m ³ /s
Caudal punta por línea	100,00	m ³ /h	0,028	m ³ /s
Caudal medio por línea	41,67	m ³ /h	0,012	m ³ /s
Diámetro mínimo de arenas a eliminar	0,20	mm		
Densidad arenas	2,65	kg/l		
Porcentaje de eliminación de arenas	90,00	%		
Velocidad crítica de arrastre	0,22	m/s		

Con:

k:	0,06	
pp :	2,00	kg/l
dp:	0,0002	m
f:	0,020	

Definición geométrica :

- Longitud	7,50	m
- Ancho zona desarenado	1,50	m
- Ancho zona desengrasado	0,75	m
- Altura recta	1,15	m
- Altura trapezoidal	1,35	m
- Altura útil	2,50	m
Ángulo inclinación	45,00	°
Superficie unitaria sedimentación arenas	11,25	m ²



Superficie unitaria ascensión grasas	5,63	m ²
Superficie unitaria total	16,88	m ²
Superficie unitaria desengrasado	5,63	m ²
Superficie transversal zona desarenado	3,50	m ²
Superficie transversal total	4,720	m ²
Volumen unitario zona desarenado	26,25	m ³
Volumen útil total	35,40	m ³

Condiciones de operación:

Carga superficial a Q _{máx}	12,35	m ³ /m ² /h
Carga superficial a Q _{punta}	5,93	m ³ /m ² /h
Carga superficial a Q _{med}	2,47	m ³ /m ² /h
Velocidad de circulación a Q _{máx}	0,012	m/seg
Velocidad de circulación a Q _{punta}	0,006	m/seg
Velocidad de circulación a Q _{medio}	0,002	m/seg
Tiempo retención a Q _{máx}	10,20	min
Tiempo retención a Q _{punta}	21,24	min
Tiempo retención a Q _{med}	50,98	min

El canal del desarenado-desengrasado estará provisto de un puente móvil equipado con rasquetas para la recogida de flotantes.

Puente desarenador

Tipo	Rasqueta superficial	
Longitud	7,5	(m)
Velocidad	2,0	(m/min)
Potencia estimada del motor	0,18	(kW)

La aportación de aire será realizada mediante dos (1+1) soplantes de émbolos rotativos a través de difusores de burbuja gruesa.

Las necesidades de aireación del desarenador se establecen en función de la superficie de sedimentación de arenas.

Necesidades de aireación a caudal punta: 8 Nm³/h/m²

Necesidades de aireación a caudal medio: 5 Nm³/h/m²

La potencia estimada de cada una de las soplantes se determina a partir de la siguiente expresión:

$$p = \frac{Q_{\text{aire}} \cdot R \cdot T}{75 \cdot n \cdot \eta} \cdot \left[\frac{P_2}{P_1} \right]^{n-1}$$



P: potencia necesaria en cada una de las soplantes (CV)

Q_{aire} : caudal de aire adoptado por linea (kg/s).

R: constante de los gases (29,27 mol/K).

T: temperatura absoluta (K).

P_1 : presión absoluta en la entrada (kg/cm²).

P_2 : presión absoluta en la salida (kg/cm²).

n: constante adiabática (0,283).

η : rendimiento estimado (entre 0,5 y 0,75)

Aireación

Necesidades máximas de aireación	8,0	(Nm ³ /h/m ²)
Necesidades medias de aireación	5,0	(Nm ³ /h/m ²)
Caudal punta necesario por desarenador	90	(Nm ³ /h)
Caudal medio necesario por desarenador	56	(Nm ³ /h)
Sistema de aportación de aire		Soplantes
Número de soplantes instaladas	2	
Número de soplantes en servicio a caudal punta	1	
Número de soplantes en servicio a caudal medio	1	
Caudal adoptado por soplante	90	(Nm ³ /h)
Forma de inyección de aire		Difusores de burbuja gruesa
Caudal unitario máximo por difusor	11,25	(Nm ³ /h)
Número de difusores necesarios:	8	
Soplantes		
Producto a bombear	Aire	
Tipo	Émbolos rotativos	
Número de unidades	2	
Número de unidades en servicio	1	
Caudal unitario	90	(Nm ³ /h)
Altura manométrica	3	(m)
Potencia estimada	2,2	(kW)
Diámetro de tubería individual	65	(mm)
Velocidad media	12,73	(m/s)

3.6 EXTRACCIÓN Y SEPARACIÓN DE ARENAS

La extracción de arenas se efectúa mediante un (1) equipo de bombeo que succiona la mezcla agua-arena del fondo. Posteriormente, la mezcla es enviada a un clasificador de arenas de tipo tornillo sin fin, de donde saldrá la arena a almacenar en contenedor.

Las bombas de arenas se dimensionan para una producción teórica de mezcla arenas-agua elevada (50 l/m³ de agua residual, con un 1% de arenas), para así estar del lado de la seguridad. Sin embargo, como valor medio para la explotación se considera que la cantidad de arenas que saldrán del clasificador estará en torno a los 50 l/1000 m³ de agua residual.

Caudal medio diario:	1.000,00	m ³ /d
Producción teórica de arena:	1.000,00	g/m ³
Carga diaria de arena a retirar:	1.000,00	kg/d
Densidad de la arena:	2,00	t/m ³
Caudal de arena a retirar:	0,50	m ³ /d
Concentración de purga:	2,00	%
Caudal agua-arena a retirar:	25,00	m ³ /d
Sistema de extracción:	Bomba	
Tipo de bomba:	Centrífuga vertical	
Nº de bombas instaladas:	1,00	Ud
Caudal unitario:	5,00	m ³ /h
Altura manométrica:	2	m.c.a.
Potencia estimada	0,55	kW
Diámetro de la conducción	50	mm
Funcionamiento:	Automático	

Clasificador de arenas:

Separación y lavado de arena:	Clasificador-lavador de tornillo	
Nº de unidades:	1,00	Ud
Capacidad máxima:	10-35	m ³ /h
Destino final arena:	Contenedor y vertedero	
Producción teórica media	65,00	l/1000 m ³
Producción media de arena	0,50	m ³ /día
Capacidad contenedor	1,10	m ³

3.7 EXTRACCIÓN Y SEPARACIÓN DE FLOTANTES

Las grasas y los flotantes son separadas mediante las rasquetas superficiales colocadas en el puente móvil. La mezcla flotantes-agua se recoge en una caja de grasas y, a continuación, estas grasas se concentran mediante un equipo concentrador, de donde se depositarán en un contenedor.

Se considera una producción teórica de grasas de 30 g/m³ de agua residual y un rendimiento en su eliminación del 90%.

Sistema de arrastre:	Barredor superficial en puente viajante	
Recogida mezcla flotantes-agua	Caja de grasas y salida por tubería a concentrador	
Producción teórica de grasa:	30,00	gr/m ³
Caudal máximo:	208,33	m ³ /h
Caudal diario:	1.000,00	m ³ /d
Eliminación prevista:	90,00	%
Concentración de salida prevista:	10,00	gr/l
Volumen máximo a retirar:	0,56	m ³ /h
Volumen a retirar al cabo del día:	2,70	m ³ /d
Evacuación:	Gravedad	
Destino:	Concentrador de flotantes	
Diámetro entrada de conducción entrada desarenador	150,00	mm
Diámetro conducción entrada decantador	180,00	mm
velocidad:	0,02	m/s

Concentrador de grasas

Sistema de separación y recogida:	Mecánica con barredor superficial	
Capacidad necesaria:	0,56	m ³ /h
Capacidad adoptada:	5,00	m ³ /h
velocidad ascensional:	2,00	mm/s
Potencia:	0,18	kW
Humedad	25,00	%
Evacuación final:	Contenedor y vertedero	
Capacidad contenedor:	1,00	m ³

Los drenajes procedentes del clasificador de arenas y del concentrador de grasas serán recirculados a cabecera de planta por gravedad.

3.8 BY-PASS DESARENADOR Y BY-PASS GENERAL DEL AGUA PRETRATADA

A la entrada del desarenador se ha previsto un canal de by-pass para cuando sea necesario realizar tareas de mantenimiento en el mismo:

$$b = 0,40 \text{ m}; \quad Q = 208 \text{ m}^3/\text{h}$$

El Pretratamiento se ha diseñado para $Q_{\text{máx.}} = 208 \text{ m}^3/\text{h}$ ($5 \cdot Q_m$) mientras que los tratamientos Secundario y Terciario lo han sido para el caudal punta ($Q_p = 100 \text{ m}^3/\text{h}$). Por tanto, a la salida del desarenador se dispondrá un aliviadero capaz de evacuar no sólo la diferencia de caudales ($208 - 100 = 108 \text{ m}^3/\text{h}$), sino todo el caudal pretratado, por si hay que realizar labores de reparación o mantenimiento en el reactor biológico.

Datos de diseño:

Longitud del vertedero	1,0	m		
Caudal máximo hidráulico	208	m^3/h	0,058	m^3/s
Caudal punta en tiempo seco	100	m^3/h	0,028	m^3/s
Caudal a aliviar	108	m^3/h	0,030	m^3/s
Caudal máximo a aliviar	208	m^3/h	0,058	m^3/s

Por la fórmula del vertedero en pared delgada determinamos las alturas de la lámina de agua sobre el vertedero para ambos casos:

$$Q = m \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

$$m = \frac{2}{3} \cdot 0,605 + \frac{1}{1,050 \cdot h} + 0,08 \cdot \frac{h}{p}$$

$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = 0,058$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = 0,030$
$m = 0,412$	$m = 0,415$
$L \text{ (m)} = 1$	$L \text{ (m)} = 1$
$h \text{ (m)} = 0,100$	$h \text{ (m)} = 0,064$
$p = 1,482$	$p = 1,482$
$g \text{ (m/s}^2) = 9,81$	$g \text{ (m/s}^2) = 9,81$

3.9 MEDIDA DE CAUDAL DE AGUA PRETRATADA

A la salida del desarenador se instalará un caudalímetro en tubería de PE-100 DN-315 mm PN 10, para medir el caudal tratado en el secundario de la planta:

Tipo:	Electromagnético
Nº de medidores instalados:	1,00 Ud
Diámetro del medidor:	200 mm

Velocidad de paso a:

- Qpunta (100 m ³ /h):	0,88	m/s
- Qmedio (42 m ³ /h):	0,37	m/s

3.10 DEPÓSITO DE HOMOGENEIZACIÓN

Con el objeto de evitar desviaciones importantes de composición y concentración de la carga contaminante del agua de entrada, se diseña una cámara de 62,5 m³ de capacidad, dotada de un agitador, que garantice una permanencia en su interior en torno a 1,5 h (a caudal medio), así como una adecuada mezcla y homogeneización del influente antes de su entrada al Reactor Biológico.

Caudal medio:	42,00	m ³ /h	0,012	m ³ /s
ancho:	5,00	m		
largo:	5,00	m		
calado:	2,5	m		
volumen:	62,5	m ³		
Tiempo de retención:	1,5	h		

3.11 REACTOR BIOLÓGICO TIPO CARRUSEL

3.11.1 CARACTERIZACIÓN DEL INFLUENTE

El reactor biológico es uno de los elementos principales de la planta, en el cual los microorganismos desempeñan un papel primordial. Para conocer mejor la interacción que se produce entre ellos y el medio, es decir el agua residual, utilizaremos un software de diseño y simulación de Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales llamado "Desass".

La fracción suspendida de la materia orgánica biodegradable que entra al reactor es transformada a fracción soluble por la acción de los microorganismos, para ser posteriormente captada por ellos de una manera más sencilla, y de ésta manera tomar el carbono y los nutrientes (nitrógeno y fósforo) como fuente de energía.

Para saber con detalle la evolución de las fracciones solubles, suspendidas, biodegradables o no biodegradables de dichos componentes, tenemos que tener una caracterización del agua más detallada.

Introduciendo en el software los datos de partida, estimamos los demás parámetros de la caracterización del agua necesarios para el dimensionamiento de la Estación Depuradora. Para este cálculo, Desass se basa en las siguientes relaciones estequiométricas (Ilustración 1):

DBOlim : DQO	0.75	mg DBO : mg DQO
DBO5 : DBOlim	0.77	mg DBO : mg DBO
DQOsol : DQO	0.45	mg DQO : mg DQO
DBO5 : DQO	0.61	mg DBO : mg DQO
DBO5sol : DBO5	0.50	mg DBO : mg DBO
DBOlimsol : DBOlim	0.47	mg DBO : mg DBO
DQO : N	10.25	mg DQO : mg N
DBO5 : N	6.61	mg DBO : mg N
DBO5 : P	50.1	mg DBO : mg P
DQO : SSV	3.98	mg DQO : mg SSV
SSV : SST	0.79	mg SSV : mg SST
NTsol : NT	0.82	mg N : mg N
NH4 : NTsol	0.88	mg N : mg N
PTsol : PT	0.64	mg P : mg P
P : DQO%	1.45	mg P : % DQO
Sa : DQO	0.12	mg Ac : DQO

- Ilustración 1: Relaciones estequiométricas para la caracterización del afluente.

Obteniendo de esta manera los siguientes resultados y con los cuales podremos dimensionar nuestro proceso.

CARACTERIZACIÓN DEL AFLUENTE: DATOS OBTENIDOS		
DQO	714	mg DQO/l
%Soluble	45	
DQO soluble	321,3	mg DQO/l
DBO5	475	mg DBO/l
%Soluble	50	
DBO5 soluble	237,5	mg DBO/l
DBO5 límite sol.	633,3	mg DBO/l
%Soluble	47	
DBO5 límite sol.	297,7	mg DBO/l
SST	500	mg/l
%SSV	79	
SSV	395	mg/l
NKT	80	mg N/l
P _{TOTAL}	12	mg P/l
pH	7,67	
Alcalinidad	250	mg HCO ₃ /l

3.11.2 PARÁMETROS DE DISEÑO Y DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL REACTOR

El tratamiento biológico proyectado corresponde a un proceso de fangos activos con nitrificación-desnitrificación, proceso de muy baja carga másica o aireación prolongada. En concreto, se llevará a cabo el "sistema carrusel", teniendo el tanque de aireación una configuración de canal en forma de riñón, en el que los fangos tienen un flujo continuo. En este sistema se garantiza un alto rendimiento de DBO₅, superior al 96%. Además, la zona anóxica asegura también un elevado rendimiento de eliminación de nitrógeno.

En este proceso, se aporta oxígeno a las aguas, con el objeto de mantener en suspensión y con una elevada concentración, microorganismos (bacterias, protozoos, etc.) que se desarrollan y nutren gracias al oxígeno introducido y a la materia orgánica (DBO₅) disuelta y coloidal. El objetivo principal de este proceso biológico es la transformación de las materias orgánicas disueltas y coloidales en materias fácilmente decantables (células).

Los parámetros característicos de todo proceso de fangos activos son:

- **Edad del fango:** Parámetro que condiciona la aparición de una nitrificación total o estable. La edad del fango esta directamente relacionada con la carga másica y representa la relación existente entre la masa de fangos en el reactor y la masa de fangos en exceso extraídos por unidad de tiempo.
- **Carga másica:** Relación entre la masa de materia orgánica que entra en el reactor por unidad de tiempo y la masa de microorganismos existentes en el mismo. Se expresa en kg de DBO₅ en el influente por día y kg de MLSS en el reactor.
- **Carga volumétrica:** relación entre la masa de materia orgánica que entra en el reactor por unidad de tiempo y el volumen del mismo. Es un parámetro menos usual que los dos anteriores, y directamente relacionado con ellos, y se utiliza para asegurar un tiempo mínimo de estancia en el reactor biológico de modo que se puedan desarrollar las reacciones biológicas. Se expresa en kg de DBO₅ en el influente por día y m³ de reactor.
- **Rendimiento del tratamiento biológico:** Relación entre la materia orgánica (DBO₅) eliminada en el proceso y la influente, expresado en tanto por ciento. Está directamente relacionado con la carga másica del proceso.

Los valores de diseño usados en un proceso de aireación prolongada como el llevado a cabo en el carrusel, son los siguientes:

VALORES RECOMENDADOS:		
Porcentaje de zona anóxica adoptada	≥20	%
Temperatura de operación	15	°C
Edad del fango	20-30	días
MLSS	2000-4000	mg/l
Carga másica	0,05-0,15	Kg DBO ₅ /kg MLSS/día
Carga volumétrica:	0,15-0,4	kgDBO ₅ /m ³ /día

Para facilitar el diseño del reactor biológico, se ha utilizado un software avanzado, “DESASS”, el cual permite simular y diseñar los procesos biológicos que se dan en las Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales con total precisión.

Se han introducido los datos en el software informático simulando un grupo de reactores de fangos activados en serie conectados a un decantador secundario, de tal forma que representen un proceso de flujo-pistón (Ilustración 2).

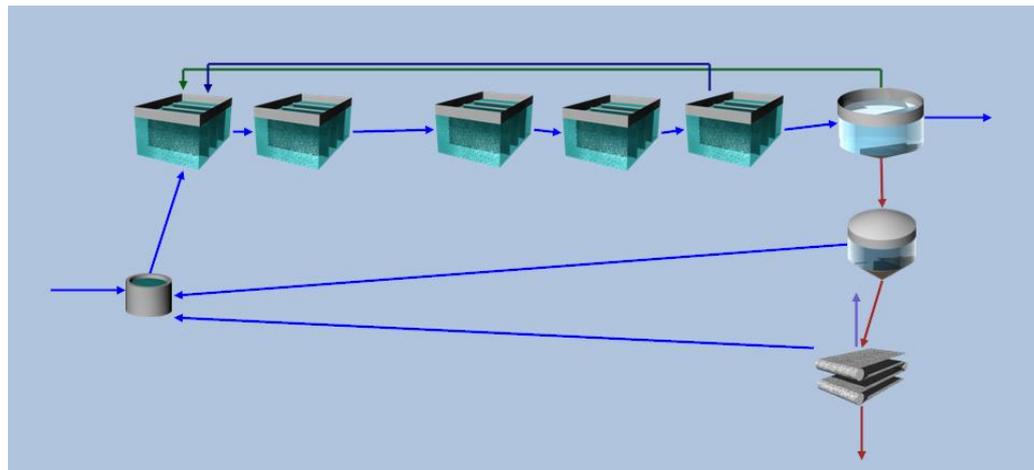


Ilustración 2: Simulación reactor biológico tipo carrusel, a través de un proceso flujo de pistón en “Desass”

Una vez definido el sistema de fangos activados en la ventana de trabajo, el algoritmo general del programa configura los datos dentro de un sistema único. Este concepto agiliza la introducción de los criterios de diseño de un reactor y facilita la aplicación de las ecuaciones del modelo biológico. La Ilustración 3 muestra la ventana de propiedades del elemento Reactor de fangos activados.

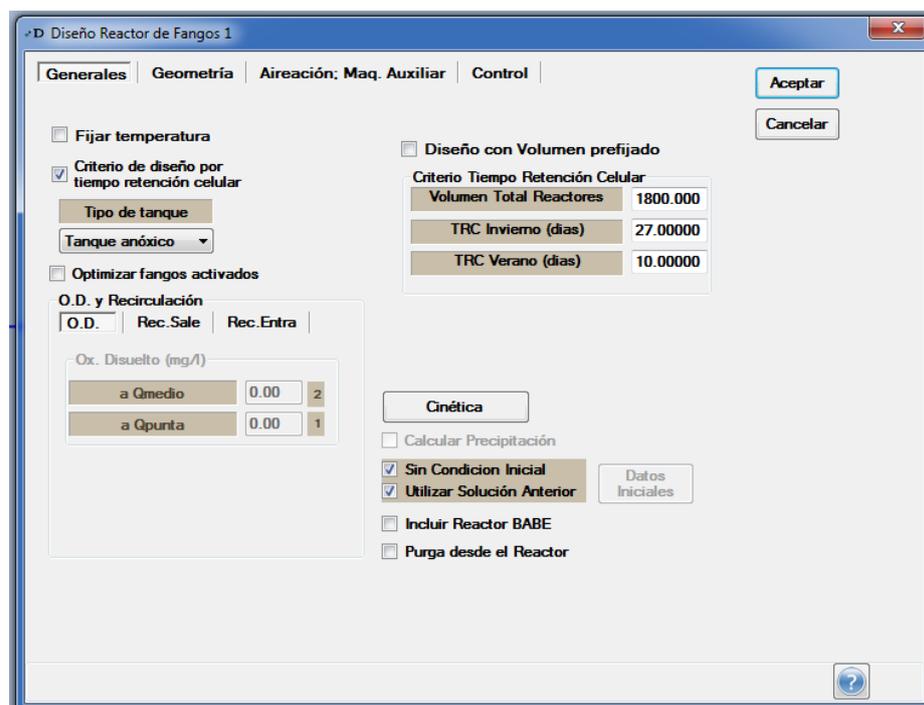


Ilustración 3: Ventana de propiedades para el diseño del reactor biológico en “Desass”

Tal y como se observa en la Ilustración 3, la ventana está subdividida en: General, Geometría, Aireación; Maq. Auxiliar y Control. En condiciones estacionarias el cálculo del reactor se puede realizar tanto por el criterio de carga másica como por el de tiempo de retención celular. Elegimos trabajar con Criterio de diseño por tiempo de retención celular en la subventana General. Para ello se debe fijar el volumen del reactor de fangos y el tiempo de retención celular deseado.

El principal parámetro que va a determinar el volumen de nuestro tanque va a ser que la concentración de sólidos suspendidos a la salida del reactor esté comprendido entre 2000-4000 mg/l, al ser un proceso de aireación prolongada estará más próximo a los 4000 mg/l.

Simulando con varios volúmenes de tanque obtenemos que, para 1800 m³ la concentración de sólidos suspendidos a la salida del reactor es de 4000 mg/l, por lo que adoptaremos dicho volumen.

El tiempo de retención celular tiene que ser el suficiente para que el fango salga estabilizado, es decir con un porcentaje de SSVB menor que 35%.

V (m ³)	TRC (días)	MLSS (mg/l)	SSVB (%)
1800	16	2164	47
1800	18	2390	44,4
1800	20	2600	42
1800	22	2831	40
1800	25	3156	37,2
1800	27	4000	34,7

Observando las diferentes opciones que se muestran en la tabla anterior, para un volumen de 1.800 m³, escogemos un TRC de 27 días para que los fangos salgan estabilizados.

Tanto el volumen como el tiempo de retención celular hacen referencia al Grupo de Reactores, es decir, el volumen representa la suma de los volúmenes de todos los reactores que forman el grupo. Cuando un grupo de reactores esté formado por más de 1 reactor, se debe establecer la fracción del volumen correspondiente a cada uno de los reactores. El porcentaje de la zona anóxica adoptada será del 25%, y de la zona óxica del 75%.

El botón Cinética permite visualizar los parámetros estequiométricos y cinéticos utilizados en el modelo biológico. Los valores que aparecen son los valores típicos para el tratamiento de aguas residuales urbanas. Tal y como se observa en la ilustración 4, los parámetros se presentan agrupados por bacterias, teniendo en consideración principalmente las heterótrofas que son las encargadas de eliminar la materia orgánica presente y las heterótrofas desnitrificantes.

Parámetros Cinéticos del Reactor de Fangos 1

Ctes. Heterótrofas | Ctes. PAO | Ctes. Autótrofas | Ctes. Hidrólisis |
 Ctes. Precipitación ASM2 | Ctes. Acetogénicas | Ctes. Acidogénicas |
 Ctes. Met. Acetotróficas | Ctes. Met. Hidrogenotróficas | Ctes. SRB-H |
 Ctes. SRB-A | Ctes. Precipitación

Constantes Heterótrofas

Yh	0.63000	Ka	4.00000
Fxi	0.10000	Kpro	4.00000
μ h	6.00000	Kno3	0.50000
η no3	0.40000	Knh4	0.05000
Bh	0.40000	Kp	0.01000
Ko2	0.20000	Kno2	0.50000
Kf	4.00000	Kh	0.000002
η no2	0.40000	Kih	0.0043500

Asignar a todos los elementos

Constantes de Temperatura

KT (Uh)	1.07200	KT(Bh)	1.07200
---------	---------	--------	---------

Constantes energéticas para Heterótrofas y PAOs

Yno3 ATP	5.600	Yo2 ATP	8.650
Yno2 ATP	5.600		

Rendimientos en condiciones Anóxicas:

Yh NO3	0.479	Ypao NO	0.479
Yh NO2	0.479	Ypha NO	0.370

Ilustración 4: Parámetros Cinéticos de las bacterias heterótrofas presentes en el reactor biológico, en Desass.

También observamos los parámetros de las bacterias autótrofas puesto que van a ser las encargadas de la nitrificación, (Ilustración 5).

Parámetros Cinéticos del Reactor de Fangos 1

Ctes. Heterótrofas | Ctes. PAO | Ctes. Autótrofas | Ctes. Hidrólisis |
 Ctes. Precipitación ASM2 | Ctes. Acetogénicas | Ctes. Acidogénicas |
 Ctes. Met. Acetotróficas | Ctes. Met. Hidrogenotróficas | Ctes. SRB-H |
 Ctes. SRB-A | Ctes. Precipitación |

Constantes Autótrofas

Yaut	0.24000	Knh4	1.00000
Fxi	0.10000	Kp	0.01000
μ aut	1.00000	Kh	2.400E-07
Baut	0.15000	Kih	8.710E-04
Ko2	0.50000		

Asignar a todos los elementos

Constantes de Temperatura

KT (Uaut)	1.11100	KT (Baut)	1.11200
-----------	---------	-----------	---------

Constantes Amoniooxidantes

Yamm	0.17000	Knh4	0.54000	Aih	2.64000	Ah	2.74000
Fxi	0.10000	Knh3	0.00000	Kh			1.000E-07
Uamm	1.00000	Knh3	10000.000	Kih			1.000E-03
Bamm	0.15000	Kihno2	0.01300	KT (Uamm)			1.12000
Ko2	0.52000	Kp	0.01000	KT (Bamm)			1.12000

Constantes Nitritooxidantes

Ynit	0.07000	Kno2	0.26000	Aih	6.90000
Fxi	0.10000	Khno2	0.00000	Kih	1.250E-04
Unit	0.50000	Kihno2	1000.0000		
Bnit	0.07500	Knh3	10000.000	KT (Unit)	1.12000
Ko2	0.67000	Kp	0.01000	KT (Bnit)	1.12000
		Knh4	0.01000		

Factores de conversión

Ilustración 5: Parámetros Cinéticos de las bacterias autótrofas presentes en el reactor biológico, en Desass.

Se establecen las dimensiones de reactor biológico tipo carrusel, que como mínimo ha de poseer el volumen calculado, y favorecer el flujo circular en el mismo.

Definición geométrica		
Tipo de reactor	Carrusel	
Número de unidades en servicio	1	
Volumen total necesario	1800	m ³
Volumen unitario necesario	1800	m ³
Forma del reactor	Riñón	
Longitud recta del reactor	12,5	m
Ancho de canal	5,7	m
Longitud útil del reactor	30,0	m
Ancho útil del reactor	23,4	m
Altura útil del reactor	3,0	m
Volumen unitario adoptado	1842	m ³

El volumen adoptado es superior al establecido como mínimo con el fin de que todos los parámetros de funcionamiento se encuentren dentro de los límites establecidos.

- Tiempo de residencia a caudal medio:

$$t_R = \frac{V_{\text{adoptado}} \text{ m}^3}{Q_m \text{ (m}^3/\text{h)}}$$

V_{adoptado} : Volumen del tanque

Q_m : Caudal medio

- Tiempo de residencia a caudal punta

$$t_R = \frac{V_{\text{adoptado}} \text{ (m}^3\text{)}}{Q_p \text{ (m}^3/\text{h)}}$$

V_{adoptado} : Volumen del tanque

Q_p : Caudal punta

- Carga másica

$$C_m = \frac{\text{Carga DBO}_5}{V * \text{MLSS}}$$

Carga DBO_5 : kg/día de DBO_5 de entrada al biológico.

MLSS: concentración de sólidos en el reactor (mg/l)

V: volumen del reactor biológico (m^3)

- Carga volumétrica

$$C_v = \frac{\text{Carga DBO}_5}{V}$$

Carga DBO_5 : kg/día de DBO_5 de entrada al biológico

V: volumen del reactor biológico (m^3)

- Rendimiento de eliminación de la DBO_5

$$R \% = \frac{\text{DBO}_5 \text{ entrada} - \text{DBO}_5 \text{ salida}}{\text{DBO}_5 \text{ entrada}} * 100$$

Parámetros de diseño		
Volumen reactor	1800	m^3
Porcentaje de zona óxica adoptada	0,75	%
Porcentaje de zona anóxica adoptada	0,25	%
Temperatura de operación	15,0	$^{\circ}\text{C}$
Edad del fango mínima necesaria	27	h

Edad del fango adoptada	27	h
Sólidos suspendidos en el reactor (MLSS)	4000	mg/l
Tiempo de residencia a caudal medio	42,85	h
Tiempo de residencia a caudal punta	18	h
Carga másica	0,069	Kg DBO ₅ /Kg MLSS día
Carga volumétrica	0,27	Kg DBO ₅ /m ³ /día
Rendimiento de eliminación de la DBO ₅	96,34	%

3.11.3 NECESIDADES DE OXIGENO

Cálculo de las necesidades teóricas de oxígeno

La necesidad de oxígeno para un proceso de fangos activos convencional sin nitrificación, puede calcularse a partir de la siguiente ecuación:

$$ON \frac{\text{Kg}}{\text{DÍA}} = A \cdot \text{DBO} + B \cdot \text{MLSSV}$$

Siendo:

DBO = Kg DBO₅ eliminados al día

MLSSV = Kg MLSSV en el reactor biológico

Los coeficientes A y B varían según el texto y autor que escoja.

El primer término de la ecuación (A·DBO), es lo que se conoce como necesidades de oxígeno para la síntesis, siendo el proceso por el cual la materia orgánica del agua (representada por la DBO) se asimila y se transforma, en parte, en materia viva.

El consumo de oxígeno en energía en este proceso viene dado por la siguiente ecuación:

$$a' = 0,62 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Kg DBO}_5}$$

Con $a' < 0,62$.

Sustituyendo en la ecuación,

$$a' = 0,50 + 0,01 \cdot 27 = 0,77$$

Al ser superior a 0,62 se adopta este valor directamente: $a' = 0,62 \text{ Kg O}_2/\text{día}$

O.N.S (Oxígeno necesario para síntesis) = $0,62 \cdot 457,61 = 283,62 \text{ Kg O}_2/\text{día}$

Este valor supone que la totalidad de la contaminación, debida a partículas o colides absorbidos sobre la materia celular, sea más tarde solubilizada y metabolizada, no quedando materia orgánica almacenada en la membrana celular. Esto sólo se cumple con edades del fango suficientemente altas, del orden de 12 días o más como es el caso del presente proyecto. En períodos de alta carga la membrana celular almacena materias orgánicas de partículas ó coloides sin haberse metabolizado, es decir sin consumo de oxígeno. Así,

es posible, disminuir las necesidades diarias de oxígeno, del orden de un 20% como máximo. Esto sólo se logra con cargas muy altas, es decir para edades del fango de un día o menos. Sin embargo, esta economía va disminuyendo al aumentar la edad del fango, y desaparece a los 12 días, pudiendo admitir un decrecimiento lineal, con relación a la edad del fango.

El segundo término de la ecuación ($B \cdot MLSSV$), es lo que se denomina respiración endógena o endogénesis, que consiste en la oxidación de la masa activa degradable. Las necesidades de oxígeno para la endogénesis (en gramos) y para 1 gr de DBO_5 puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$b' = \frac{0,13 \cdot \theta_C}{(1 + 0,16 \cdot \theta_C)}$$

Sustituyendo en ella,

$$b' = \frac{0,13 \cdot \theta_C}{(1 + 0,16 \cdot \theta_C)} = \frac{0,13 \cdot 27}{(1 + 0,16 \cdot 27)} = 0,66 \frac{\text{Kg } DBO_5}{\text{m}^3 \cdot \text{día}}$$

$$O.N.E \text{ (Oxígeno necesario para endogénesis)} = 0,66 \cdot 4000 = 2639,1 \text{ Kg } O_2/\text{día}$$

Debido a que la edad del fango es de 27 días es seguro que se produce una nitrificación del sistema. Se deben calcular por tanto las necesidades de oxígeno debidas a la nitrificación.

Cálculo de las necesidades de oxígeno reales

Carga de nitrógeno a nitrificar.

El influente al reactor biológico en cuanto a nitrógeno es de: 80 Kg NTK/día

De esto se supone que:

2,5% es N orgánico: 2 Kg/día

97,5% es N-NH₄: 78 Kg/día

De estos se deducen:

N orgánico en salida (estimado 1 mg/l) = 1 Kg/d

N fangos en exceso (estimado 5% DBO_5) = 23,75 Kg/d

Carga de nitrógeno a nitrificar: $NN = 78 - 1 - 23,75 = 53,25 \text{ Kg/d}$

Capacidad de desnitrificación

Requisitos del vertido: $NT < 15 \text{ mg/l}$ (15 Kg/día)

Luego la cantidad de nitrógeno a desnitrificar será: $53,25 - 15 = 38,25 \text{ Kg/día}$.

Capacidad de desnitrificación:

$$\frac{38,25 \text{ Kg N-NO}}{475 \text{ Kg } \frac{DBO_5}{\text{día}}} = 0,08 \frac{\text{Kg N-NO}}{\text{Kg } DBO_5}$$

Eliminación media de nitrógeno

Nitrógeno desnitrificado diariamente:

$$N\text{-NO}_3_{\text{desnitrificación}} = 0,08 \cdot 475 = 38,25 \text{ Kg/d}$$

Nitratos en salida:

$$N\text{-NO}_3_{\text{efluente}} = NN - N\text{-NO}_3_{\text{desnitrificación}} = 53,25 - 38,25 = 15 \text{ Kg/día}$$

Oxígeno necesario para nitrificar/desnitrificar

El oxígeno para nitrificar viene dado por la ecuación que se refleja a continuación:

$$\begin{aligned} O.N\text{-N} &= \frac{4,6 N\text{-NO}_3_{\text{efluente}} + 1,7 N\text{-NO}_3_{\text{desnitrificación}}}{\text{Kg DBO}_5/\text{día}} \\ &= \frac{4,6 \cdot 15 + 1,7 \cdot 38,25}{475} = 0,28 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Kg DBO}_5} \end{aligned}$$

En esta hipótesis la necesidad total de oxígeno será:

$$0,62 + 0,66 + 0,28 = 1,56 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Kg DBO}_5}$$

Considerando los 457.6 Kg de DBO5 eliminados al día

$$O.N. (\text{Oxígeno necesario}) = 1,56 \cdot 457,6 = 714,76 \text{ Kg O}_2$$

Necesidades punta de oxígeno

Se ha considerado puntas de contaminación de $P=200\%$, por lo que aplicando la fórmula: $0,45 \cdot P + 55$, se traduce en una punta de oxigenación sobre la síntesis y sobre la nitrificación de:

$$0,45 \cdot 200 + 55 = 145$$

Con esto se tienen:

Necesidades de síntesis:

$$0,62 \cdot 1,5 = 0,93 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg DBO}_5}$$

Necesidades de endogénesis:

$$0,66 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg DBO}_5}$$

Necesidades de nitrificación:

$$0,57 * 1,5 = 0,85 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg DBO}_5}$$

Por tanto la necesidad de O₂ en punta será de:

$$0,93 + 0,66 + 0,85 = 2,44 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg DBO}_5}$$

Considerando los 457,61 Kg DBO₅ eliminados al día

$$\text{O.N punta} = 457,61 * 2,44 = 1118,76 \text{ Kg O}_2$$

Cálculo de las necesidades reales de oxígeno

Las necesidades anteriores de oxígeno corresponden al consumo real de oxígeno realizado por la masa bacteriana, calculado en condiciones normalizadas:

Medio: agua limpia

Temperatura: 15°C

Presión: 760 mm

Concentración de oxígeno: nula

El oxígeno a aportar en las condiciones reales vendrá dado por:

Oxígeno real = Oxígeno necesario teórico / K_t

K_t es el coeficiente global de transferencia que se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K_t = K_{t1} * k_{t2} * k_{t3}$$

- Coeficiente K_{t1}:

Tiene en cuenta el déficit de saturación de oxígeno del licor mezcla, Se consideran las siguientes condiciones:

1.- Temperatura del agua en el tanque de aireación 15°C.

2.- Concentración media de oxígeno en el tanque de aireación: C_x = 3 mg/l (Por tener proceso de nitrificación).

3.- Concentración de saturación en agua clara, a 15°C y presión atmosférica normal: C_s = 10,15 mg/l.

(Obtenido de la tabla II.6.1.5: "Valores de C_s en función de la Temperatura" libro Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales Aurelio Hernández Lehmann)

Este valor es corregido mediante los siguientes factores de corrección:

A. Parámetro β que tiene en cuenta los sólidos en suspensión del licor y su salinidad. Para salinidad < 3 mg/l, adoptamos una $\beta = 0,98$

B. Parámetro C_p , tiene en cuenta las variaciones de presión debidas a la altitud. Se toma una altitud sobre el nivel del mar de 0 m.

$$C_p = 1 - 0,111 * (\text{nivel del mar}/1000) = 1$$

C. Parámetro C_A , tiene en cuenta la altura en el tanque de aireación. Como se va a llevar a cabo con sistemas de aireación superficiales, la concentración de saturación media es la misma que la superficie. No hay corrección, C_A . En este caso $C_A = 1$.

Con las tres correcciones β , C_p , C_A , a se puede determinar C_s :

$$C_s = C_s * \beta * C_p * C_A = 9,95$$

Donde K_{t1} viene dado por:

$$K_{t1} = \frac{C_s \cdot C_x}{C_s} = 0,68$$

- Coeficiente K_{t2} :

Tiene en cuenta la influencia de la temperatura en la velocidad de difusión del oxígeno:

$$k_{t2} = 1,024^{T-10}$$

Como se ha adoptado una temperatura de 15°

$$k_{t2} = 1,12$$

- Coeficiente K_{t3} :

Tiene en cuenta la influencia de la temperatura en la velocidad de disolución del oxígeno según las características del licor. Como se ha adoptado una aireación mecánica de acuerdo con la Tabla II 6.1.6. en "Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales" de Aurelio Lehmann, se toma $K_{t3} = 0,90$.

El coeficiente global de transferencia, K_t saldrá:

$$K_t = K_{t1} \cdot k_{t2} \cdot k_{t3}$$

$$K_t = 0,69$$

El oxígeno a aportar en condiciones reales será, por tanto:

$$\text{Oxígeno rea condiciones media} = \frac{\text{O.N.teórico}}{k_t} = 1030 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Día}} = 42,9 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{hora}}$$

$$\text{Oxígeno real condiciones punta} = \frac{\text{O.N.T.pta}}{k_t} = 1613,11 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Día}} = 67,21 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{hora}}$$

El equipamiento de aireación en el reactor biológico estará formado por dos rotores:

Equipamiento de aireación		
Kg de oxígeno necesarios máximos	67,21	Kg O ₂ /h
Número de aireadores	2	
Aportación unitaria necesaria de oxígeno	33,6	Kg O ₂ /h
Aportación unitaria de oxígeno por el oxirrotor	38,25	Kg O ₂ /h
inmersión	28	cm
Potencia unitaria en rotor	22	kW

La circulación del licor mixto en el reactor biológico tipo carrusel hace necesaria la instalación de aceleradores de corriente, que proporcionen al fluido la velocidad necesaria.

Circulación en el carrusel		
Tipo de agitador	Acelerador de corriente	
Velocidad necesaria	39	rpm
Número de agitadores por reactor	2	
Potencia unitaria	3,2	kW
Potencia total	6,4	kW

3.12 DECANTADOR SECUNDARIO

En el decantador secundario se separa el agua tratada de los fangos activados, consiguiendo un efluente clarificado con un bajo contenido de DBO₅ y sólidos en suspensión.

El diseño de un clarificador o decantador secundario debe realizarse de modo que exista una superficie adecuada para asegurar la decantación.

Partiendo de la concentración conocida de 4000 mg MLSS/l en el reactor biológico, procedemos al dimensionamiento del decantador secundario. Para ello tenemos que cumplir tres criterios:

A. Limitar la carga superficial: Para asegurar que sedimenten todas aquellas partículas discretas que tengan una velocidad mayor a una velocidad dada.

B. Limitar la carga de sólidos: Queremos un área que asegure que toda la masa de sólidos que entra por el afluente del decantador, sea capaz de sedimentar. Para ello fijamos un flujo mínimo de sólidos, en el cual nosotros debemos estar por debajo.

C. Carga sobre vertedero: Para evitar el arrastre de sólidos en suspensión por efecto de la velocidad de salida del efluente, es necesario limitar el valor de la carga sobre dicho vertedero. La carga sobre vertedero se corresponde con el caudal del efluente decantado por metro lineal del vertedero de salida.

Observando la tabla que se muestra a continuación, calcularemos dichos parámetros. Recordemos que los valores escogidos son los que corresponden a un tratamiento de fangos activados por aireación prolongada

(oxidación total).

Tipo de tratamiento biológico	Carga Superficial (m ³ /m ² h)		Carga sólidos (Kg/m ² h)		Carga vertedero (m ³ /m h)		Prof. (m)
	Media	Punta	Media	Punta	Media	Punta	
Fangos activados (oxidación total y nitrif.-desnitrif)	≤ 0.5	≤ 0.9	≤ 1.8	≤ 3.2	12	20	2.4-3.6 (rect.)
Fangos activados (resto)	≤ 0.8	≤ 1.5	≤ 2.5	≤ 4.5			3.0-4.5 (circ.)

Tiempo de retención hidráulico (h)	Medio	≥ 3
	Punta	≥ 1

- o Tiempo de retención de los fangos < 5 h

Buscamos el área de nuestro decantador que tenga el menor diámetro posible y que cumpla con la carga superficial y carga de sólidos.

Carga superficial

$$C_{s, \text{medio}} < 0,5 \quad \text{m}^3/\text{m}^2\text{h} \quad A = \frac{Q_m}{C_{s_m}} \quad A = 83,33 \quad \text{m}^2$$

$$C_{s, \text{punta}} < 0,9 \quad \text{m}^3/\text{m}^2\text{h} \quad A = \frac{Q_p}{C_{s_p}} \quad A = 111,11 \quad \text{m}^2$$

Carga de sólidos

$$C_{s\acute{o}l, m} < 1,8 \quad \text{Kg}/\text{m}^2 \text{ h} \quad A = \frac{Q_m * MLSS}{C_{s\acute{o}l, m}} \quad A = 92,59 \quad \text{m}^2$$

$$C_{s\acute{o}l, p} < 3,2 \quad \text{Kg}/\text{m}^2 \text{ h} \quad A = \frac{Q_p * MLSS}{C_{s\acute{o}l, p}} \quad A = 125 \quad \text{m}^2$$

El área del decantador es aquella que cumple con los cuatro requisitos,

$$\text{Área del decantador} = 125 \text{ m}^2$$

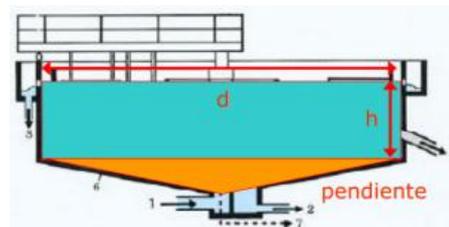
Calculamos ahora el diámetro del decantador. Recordemos que no es aconsejable que el diámetro supere los 30 m, ya que de esta manera la acción del aire nos influiría.

$$\text{Diámetro} = 12,6 \text{ m}$$

Ahora buscamos el calado del decantador (h), para ello observamos los valores en la siguiente tabla que relacionan diámetro y calado recomendado.

Recomendaciones del calado de un decantador secundario circular en función del diámetro

Diámetro (m)	Calado recomendado (m)	Calado mínimo (m)
< 12	3.3	3.0
12 - 21	3.6	3.3
21 - 30	3.9	3.6
30 - 42	4.2	3.9
> 42	4.5	4.2



Con un diámetro de 12,6 nos situamos en la tabla entre 12-21 m de diámetro, interpolando los valores nos da un calado recomendado es de 3,32 m. Adoptaremos 3,50 m.

Con una pendiente del 8,3 % la altura máxima del decantador será de 3,84 m.

Volumen del decantador

El volumen útil del decantador se corresponde únicamente a la parte cilíndrica que la compone, por lo que será:

$$V_{\text{útil}} = 40 \text{ m}^3$$

Para calcular el volumen total hay que tener en cuenta el 10% de pendiente adoptada en el fondo del decantador,

$$V_{\text{total}} = 66 \text{ m}^3$$

Tiempo de retención hidráulico. Tenemos que cumplir con un tiempo de retención mínimo para que les dé tiempo a los sólidos a sedimentar, y un máximo para que no se produzca condiciones anaerobias en el fondo del decantador y no haya problema de desnitrificación, gases y flotación de fangos.

$$TRH = \frac{h \cdot \pi \cdot (d^2 / 2)}{Q}$$

$$TRH \text{ a caudal medio} = 9,88 \text{ h} > 3 \text{ h}$$

$$TRH \text{ a caudal punta} = 4,15 \text{ h} > 1 \text{ h}$$

Carga sobre vertedero

Consideramos un vertedero en el decantador.

$$C_{\text{vertedero}} = \frac{Q}{\pi \cdot d}$$

$$C_{V.Q_{\text{medio}}} = 1,13 \text{ m}^3/\text{mh} < 12 \text{ m}^3/\text{mh}$$

$$C_{V.Q_{\text{pta}}} = 2,68 \text{ m}^3/\text{mh} < 20 \text{ m}^3/\text{mh}$$

Ahora para saber los SS que escapan por el efluente nos vamos a la tabla.

Con la carga superficial hallada anteriormente, obtenemos:

Csmedio	<	0,5	m ³ /m ² h	} Por lo que escapan por el efluente 30 mg/l
Cs pta	<	0,9	m ³ /m ² h	

Carga superficial

- $A Q_{med} C_{smed} \leq 0.8 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$
- $A Q_{max}$:

SS efluente (mg/l)	C_{smax} (m ³ /m ² h)	Comentarios
30	≤ 1.5	---
25	≤ 1.2	---
20	≤ 1.0	---
15	≤ 0.9	---
10	≤ 0.85	Floculación en línea
<10	≤ 1.3	Tratam. 3 ^{ario} filtración

Definición geométrica		
Tipo	Circular por gravedad	
Número de unidades	1	
Caudal punta	100	m ³ /h
Caudal medio	42	m ³ /h
Calado	3,3	m
Diámetro	12,6	m
Pendiente del fondo	10	%
Área	125	m ²
Volumen útil	411	m ³
Volumen total	491,25	m ³

Condiciones de funcionamiento		
Carga hidráulica a caudal punta	0,80	m /h
Carga hidráulica a caudal medio	0,33	m /h
Carga de sólidos a caudal punta	3,20	Kg/m ² /h
Carga de sólidos a caudal medio	1,33	Kg/m ² /h
Tiempo de retención a caudal punta	4,15	h
Tiempo de retención a caudal medio	9,88	(h)
SS salida del efluente	≤30	(mg/l)

La alimentación de agua al decantador se efectúa mediante una tubería que desemboca en una corona de reparto. Los valores recomendados para el dimensionamiento de la corona de reparto son proporcionales a las dimensiones adoptadas en el propio decantador, de acuerdo con las siguientes relaciones:

Profundidad de la corona de reparto: $0,25-0,60 \cdot h_{\text{decantador}}$

Diámetro de la corona de reparto: $0,03-0,20 \cdot D_{\text{decantador}}$

La recogida de agua decantada, una vez aliviada por los dientes del vertedero metálico perimetral, se lleva a cabo mediante un canal periférico.

Delante del vertedero de salida del agua decantada, se dispone de una chapa deflectora que evita la salida de flotantes del decantador.

Entrada y salida del decantador secundario		
Alimentación	Por corona de reparto	
Diámetro de la tubería de alimentación	315	mm
Velocidad punta de alimentación	0,98	m/s
Velocidad media de alimentación	0,51	m/s
Salida	Vertedero	
Tipo de vertedero	Triangular	
Longitud del vertedero	39,58	m
Carga sobre vertedero a caudal punta	2,53	m ³ /h/m
Carga sobre vertedero a caudal medio	1,06	m ³ /h/m

El decantador secundario está provisto de un mecanismo equipado por rasquetas de fondo para arrastre de fangos decantados y de superficie para la recogida de sobrenadantes.

Puente clarificador		
Sistema de acumulación de fangos	Rasqueta de fondo	
Diámetro	13	m
Velocidad del motor	1420	r.p.m.
Potencia estimada del motor	0,18	kW

Mediante las rasquetas superficiales, los flotantes que hayan podido pasar de los procesos anteriores son recogidos en una arqueta, para posteriormente ser impulsados mediante una bomba centrífuga sumergible hasta el concentrador de grasas.

Retirada de flotantes		
Producción teórica de flotantes	5,0	g/m ³
Eliminación prevista	90	%
Sistema de arrastre	Barredor con rasquetas superficiales	
Peso de flotantes a retirar	5	Kg/día
Concentración prevista	6	g/l
Volumen de flotantes a evacuar	0,8	m ³ /día
Tipo evacuación	Por gravedad	
Caudal unitario	33	l/h
Diámetro de conducción	150	mm
Destino	Arqueta de fangos para posterior bombeo a concentrador de grasas	

Tipo de bomba	centrífuga sumergible	
Número de bombas instaladas	2	
Número de bombas en funcionamiento	1	
Caudal unitario	5	m ³ /h
Altura manométrica	4,14	m
Potencia unitaria estimada	0,08	kW
Velocidad de paso	0,43	m/s

Fangos secundarios: Producción, recirculación y purga

El software utilizado calcula las concentraciones de las diversas especies suspendidas en las corrientes utilizando el modelo de sedimentación, debiendo establecer el porcentaje del caudal de entrada que se extrae por el fondo del decantador (Recirculación + Purga). En nuestro caso lo situamos en 0,5, garantizando con este valor que se purga un caudal suficiente como para que el decantador no se desborde. De la misma manera, al querer optimizar la explotación de la planta y los costes derivados de la recirculación, recircularemos el caudal necesario (y no mayor) para que se mantenga constante la concentración de sólidos suspendidos en el reactor, garantizando, de esta manera, los microorganismos en el sistema sin que se disparen los costes. Con este parámetro el software nos dará el caudal necesario de recirculación de fangos y de purga.

Caudal purga	31,88	m ³ /día
Caudal recirculación de fangos	967,11	m ³ /día

El caudal de purga obtenido es del 97%, de manera teórica debemos situarnos entre el 100-150% del caudal medio de entrada a la planta.

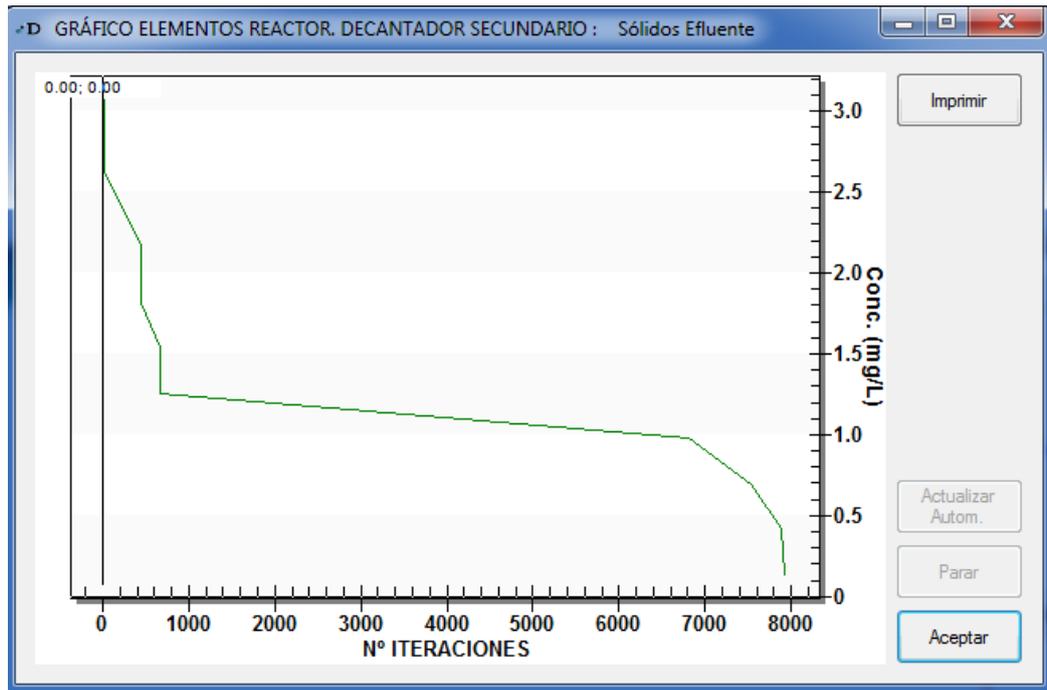


Ilustración 6: Gráfico Evolución de los sólidos suspendidos en el perfil del decantador, en Desass.

Para comprobar que el valor adoptado de caudal de extracción y recirculación de fangos es el correcto, observamos la evolución de los sólidos suspendidos en el perfil del decantador (Ilustración 6), de esta manera detectaremos los problemas derivados de un exceso de fango, y por lo tanto un desbordamiento. La altura de la alimentación al decantador se sitúa entre 2 y 2,5, por lo que tenemos que observar que no haya una concentración alta de sólidos en esa altura del decantador. Se puede observar que conforme disminuye la altura, se va concentrando más el fango, llegando hasta 8000 mg/l de sólidos suspendidos en el fondo del decantador.

De la misma manera observamos la variación de los nitratos en el perfil del decantador (Ilustración 7), ya que en el fondo pueden darse condiciones de anoxia y producirse la desnitrificación. Debemos tener en cuenta que no puede desnitrificarse más de 10 ppm en su interior ya que, de lo contrario, se produciría flotación de fangos.

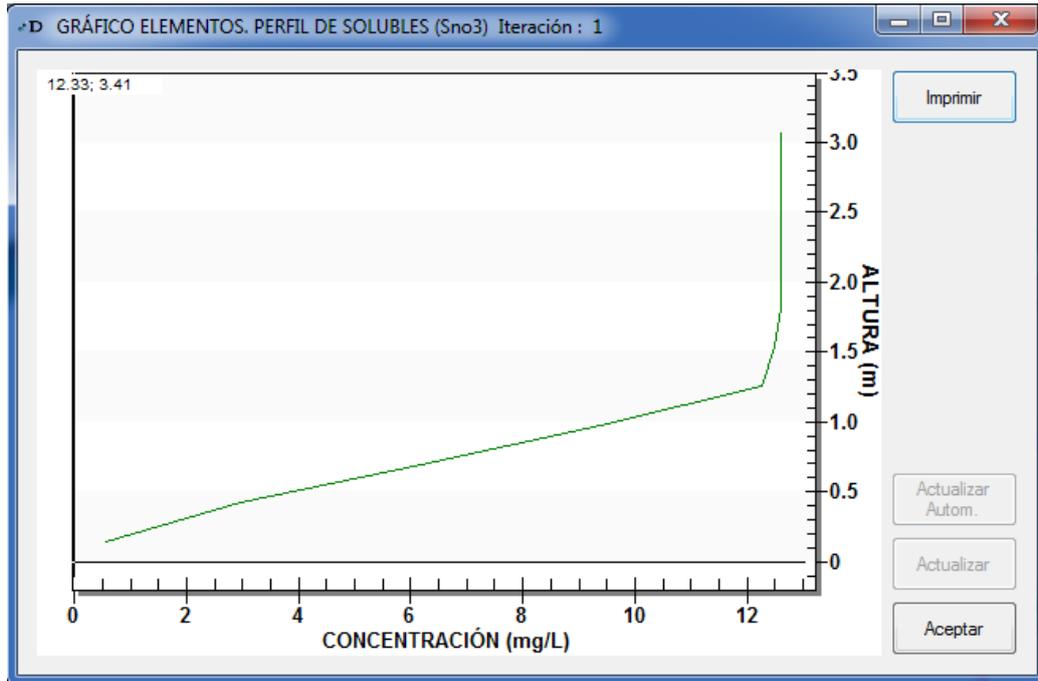


Ilustración 7: Gráfico Evolución de los nitrosos en el perfil del decantador, en Desass.

Los parámetros de sedimentación así como el número de capas en las que se divide el decantador y la capa por la que se produce la entrada del agua se establecen desde la ventana Parámetros.

Se asume cada una de las capas del decantador como un reactor continuo de tanque agitado y se aplica el modelo biológico.

Diseño Decantador Secundario

Parámetros Modelo Decantador

Num. capas	10	10 - 50
Capas por debajo del alimento	7	
Altura aliment. (m)	2.18	

Parámetros Sedimentación Fango

IVF (ml/g)	100
<input type="checkbox"/> Estimar con IVF	
Vo (m/d)	229
rh (m3/g)	0.000493
rp (m3/g)	0.0050
Vo' (m/d)	150
Fns (-)	0.00300

Ilustración 8: Parámetros de diseño del Decantador, en Desass.

Parámetros de funcionamiento (obtenidos por el software Desass)		
Caudal extracción Fangos Decantador/ Caudal entrada	0,5	
Caudal purga	31,88	m ³ /día
Sólidos suspendidos del fango purgado	7981,9	mg/l
SSVB fango espesado	34,7	%
Caudal de recirculación de fangos	967,11	m ³ /día
Recirculación de fangos		
Caudal	967,11	m ³ /día
Número de bombas	2	
Número de bombas en funcionamiento	1	
Tipo de bomba	Centrífuga sumergible	
Caudal bomba	63	m ³ /h
Altura manométrica	2,10	m
Potencia	0,51	kW
Diámetro de la conducción	180	mm

Purga de fangos		
Caudal	31,88	m ³ /día
Número de bombas	2	
Número de bombas en funcionamiento	1	
Tipo de bomba	Centrífuga sumergible	
Caudal bomba	26	m ³ /h
Altura manométrica	4,87	m
Potencia	0,49	kW
Diámetro de la conducción	110	mm

En nuestras condiciones de diseño y operacionales, las características del agua a la salida del decantador secundario serán:

DQO	35,08	mg DQO/l
Ptotal	9,69	mg P/l
Ntotal	13,37	mg N/l
Sólidos Suspendidos	14,38	mg/l

3.13 ARQUETA DE DERIVACIÓN

A la salida del secundario el agua llegará a una arqueta dotada con un turbidímetro y una compuerta motorizada, para que el explotador pueda parametrizar a partir de qué turbidez se permite la entrada al Terciario. Desde esta arqueta el agua tratada se dirigirá hacia el Depósito de Regulación o saldrá de la planta, pasando por el Canal de Cloración, mediante el cierre de la mencionada compuerta, que provocará el salto a través de un vertedero hacia la arqueta anexa a dicho canal.

3.14 DEPÓSITO DE REGULACIÓN

Absorberá las puntas de caudal de entrada a la planta para que el T. Terciario (mediante un bombeo) pueda trabajar a caudal constante, minimizando los ciclos de encendido-apagado de las lámparas UV para alargar su vida útil y optimizar el consumo energético, al permitir trabajar en periodo eléctrico P6 gran parte del caudal diario tratado en la EDAR.

Diseñado con capacidad para almacenar 600 m³ de agua de salida del T. Secundario, es decir, el 60% del volumen diario de diseño de la EDAR de Ramonete o 6 horas seguidas del caudal punta de diseño (100 m³/h).

Cubierto con malla geotextil (opacidad hasta un 98% de luz solar) para evitar la formación de algas (en caso de almacenamiento prolongado) y provisto de un agitador que mantiene el agua en movimiento para evitar decantaciones.

Está prevista una salida por rebose, en caso de que el explotador decida no arrancar el bombeo. Estará dotado de un nivel hidrostático para conocer el nivel de llenado del mismo en todo momento.

3.15 BOMBEO A FILTRACIÓN

Servirá para enviar el agua almacenada en el depósito de regulación hacia el Filtro de Telas, donde se producirá la filtración terciaria.

La elección del tipo de bomba se hará a partir de las curvas características de la misma, escogiendo, en las condiciones normales de marcha y con el mejor rendimiento hidráulico y eléctrico posible, aquellas que proporcionen el caudal y la altura manométrica exigidos.

Serán instaladas dos (1+1) bombas centrífugas sumergibles, una de ellas de reserva, dotadas de variadores de frecuencia para mantener el caudal de bombeo constante frente a las variaciones de nivel en el depósito de regulación. De esta forma, el T. Terciario trabajará a caudal constante, minimizando los ciclos de encendido-apagado de las lámparas UV.

Las bombas colocadas en el bombeo serán iguales con el fin de simplificar el mantenimiento y reducir el stock de repuestos.

El dimensionamiento del pozo de bombeo responde, únicamente a las necesidades geométricas de la instalación de las bombas, ya que aspira directamente del depósito de regulación, de 600 m³ de capacidad y no está condicionado, por tanto, por otros requisitos de volumen para limitar el nº de arranques de las

bombas.

Datos de diseño:

Caudal punta tiempo seco	100	m ³ /h
Caudal medio	42	m ³ /h
Equipos de bombeo:		
Líquido a bombear	Agua residual	
Tipo de bombas	Centrifugas sumergidas	
Nº de bombas a instalar:	2,00 Ud	
Nº de bombas en funcionamiento:	1,00 Ud	
Caudal unitario:	104 m ³ /h	
Accionamiento bombas:		
Funcionamiento:	Automático	
Sistema de control	Nivel hidrostático + boyas	
Volumen adoptado:		
Anchura:	1,70 m	
Longitud:	3,50 m	
Profundidad:	variable entre 3,85 y 1 m	
Nº de tuberías de impulsión en servicio:	1 ud	
Diámetro	200 mm	
Qmax=	104 m ³ /h	
Sección=	0,023	m ²
Velocidad de paso=	1,215	m/s
Altura geométrica (Hg)=	entre 5,6 y 2,4	m
Pérdidas por fricción en tubería=	0,212	m
Pérdidas localizadas=	0,242	m
Altura manométrica (Hm):	entre 6,3 y 3 m	
η:	0,7	
Potencia unitaria absorbida:	2,7	CV
Potencia unitaria instalada:	4,8 -4,85	kW

Las dos bombas llevarán variador de frecuencia electrónico.

3.16 FILTRO DE TELAS

Se ha elegido este sistema de filtración en profundidad por los buenos resultados que ofrece tanto en reducción de turbidez, mejora de la transmitancia, reducción de sólidos en suspensión, como en eliminación de huevos de nemátodos o reducción de coliformes fecales. Además, es un sistema robusto con muy bajos costes de explotación y mantenimiento y gran sencillez de operación.

El agua bombeada desde el depósito de regulación se conduce al interior del tanque y fluye, a través del medio filtrante del exterior al interior, con lo que los sólidos quedan retenidos en el textil. El Filtrado fluye así desde el interior de los segmentos a la salida, a través del eje-colector central a la cámara de recepción, abandonando el sistema a través del vertedero de salida.

Con el incremento de la cantidad de sólidos retenidos por el textil, aumenta la resistencia hidráulica a través del filtro y, en consecuencia, aumenta la diferencia de niveles de agua entre la entrada y la salida. Cuando esta diferencia alcanza los 25 cm se inicia un ciclo de limpieza. El filtro rota lentamente y se pone en funcionamiento la bomba de limpieza, de forma que la capa de sólidos formada sobre la superficie del textil es eliminada a través de los cabezales de aspiración, sin interrupción del proceso de filtración. El agua sucia (lodo) que resulta del contra-lavado, se bombea hacia el espesador de gravedad. De forma similar, los sólidos que se depositan en el fondo del tanque se retiran, de forma temporizada, a través de una bomba hacia dicho espesador. Se trata de 2 bombas de 10 l/s a 10 m.c.a. a través de una conducción común de PE-100 DN-110 mm.

El conjunto de discos de filtración trabaja siempre completamente sumergido y la limpieza se realiza exclusivamente por aspiración mediante grupo de bombas sumergible.

Al tratamiento terciario llegará el efluente secundario procedente de los decantadores, que puede alcanzar un valor punta de 100 m³/h, y que tendrá un carácter constante pues procede del bombeo del depósito de regulación.

El filtro consta de 3 discos con 6 segmentos en cada disco:

- Superficie de filtración $3 \times 5 \text{ m}^2 = 15 \text{ m}^2$
- Diámetro del Disco = 2100 mm
- Grosor del Disco aproximado = 80 mm
- Espacio entre discos = 240 mm

Los resultados a obtener a la salida del sistema de filtración son:

SS	≤ 5	mg/l
Turbidez a la salida del Tratamiento Terciario:	≤ 2	NTU
Huevos de nemátodos intestinales	≤ 0,1	huevo/l

Dimensionado

Datos de partida	Media		Punta	
Q med. Diario	Qd	1 008 m ³ /d	Qdmax	2 400 m ³ /d
Q med. Horario	Qdwf	42 m ³ /h (24 h)	Qmax	100 m ³ /h (24h)
TSS		20 mg/l		35 mg/l
Aporte de sólidos B		0,84 kg/h (24h)		3,5 kg/h

Selección filtro	Textil Microfibra (PMF)		
	Diseño basado en velocidad de filtración	Diseño basado en carga de sólidos por sup.	
v permitida vF	7,0 m/h	BA carga per.	0,250 kg/m ² /h
Sup. requerida	14,3 m ²		14,0 m ²

Tipo de fitro seleccionado	SF 3/15		
Selección de número de filtros	1		
Superficie disponible / filtro	15 m ²		
Superficie filtración total	15 m ²		
v de filtración máxima efectiva vF	6,7 m/h	a Qmax	OK
v de filtración efectiva media vF	2,8 m/h	a Qdwf	
v de filtración efectiva media vF	2,8 m/h	a Qd	
Carga máx. efectiva de sólidos BA	0,233 kg/m ² /h	a Qmax	OK
Carga med. efectiva de sólidos BA	0,056 kg/m ² /h	a Qdwf	
Carga med. efectiva de sólidos BA	0,056 kg/m ² /h	a Qd	
Agua contralavado máx a B 3,5 kg/h	3,4 m ³ /h	a Qmax	3,4%
Agua contralav. medio a B 0,84 kg/h	0,83 m ³ /h	a Qd	2,0%

3.17 SISTEMA DE DESINFECCION

A la salida del filtro de telas el agua será conducida hacia el sistema de desinfección elegido. Se trata de un sistema mixto que combina la dosis UV de lámparas en tubería en baja presión con dosificación de hipoclorito (NaClO), pensado para automatizar de una manera fiable la desinfección del efluente terciario y para ahorrar reactivo y consumo eléctrico (UV). Establece un lazo de control on-line que permite ajustar el nivel de desinfección a través de la medición del potencial de referencia, controlando la dosificación requerida en cada situación.

Datos de partida considerados

- Caudal máximo 100 m³/h
- Caudal medio 42 m³/h
- Transmitancia >60%
- TSS < 5 mg/l
- 2,2 coliformes totales/100 ml, de máximo 10⁵ ufc/100 ml (valor máximo admitido de 20 ufc en muestra puntual, media geométrica de la muestra integrada en 24h).

El sistema para el control de la desinfección simple (hipoclorito) y combinada (UV – hipoclorito) incorpora una

sonda de medición de potencial Rédox (instalada a la salida del canal de cloración) y un controlador programable para operación automática, seleccionando el nivel de dosificación y potencia UV en función de la entrada de caudal, intensidad UV y señales de la sonda Rédox para asegurar la calidad microbiológica del agua para su reutilización. Dispone de una señal de salida para la conexión de bomba/s dosificadoras (pulsos/frecuencia) del hipoclorito.

3.17.1 DESINFECCIÓN ULTRAVIOLETA

Caudal punta:	100,00	m ³ /h
Caudal medio:	41,67	m ³ /h
Sólidos en suspensión en el agua tratada:	<5	mg/l
Grado de desinfección garantizado:	<2,2/100	ml Coliformes
Tipo instalación	tubería en baja presión	
Nº cámaras de radiación a instalar:	2,00	Ud
Forma de construcción:	en forma de L. Funcionamiento en serie	
Montaje horizontal		
Presión nominal:	6	bar
Nº lámparas por cámara:	6,00	Ud
Nº lámparas totales:	12,00	Ud
Consumo máximo:	3,60	kVA
Tipo de lámpara:	E250	
Transmitancia UVT10	> 60%	
Dosis de Bioensayo Calculada (Reduction Equivalent Dose)	> 20 mJ/cm ²	
Factor envejecim. y ensuciam. de los protectores combinado:	0,85	
Conexiones de las lámparas:	un extremo del reactor	
Protectores de cuarzo cerrados por un extremo		
Fijaciones de las protecciones de cuarzo:	sello hidráulico lateral	
Tipo de protecciones de cuarzo:	Q250	
Clase de protección de cámara:	IP54	
Sensor UV (Us5):	incluido	
Mecanismo de limpieza:	automático Eléctrico programable	
Detector de temperatura:	Incorporado	
Purga y vaciado (1/4"):	incluido	
Brida desmontable para mantenimiento incluida	incluida	
Peso, vacío/lleno:	60 – 110 kg	

El diseño permitirá by-pasear las cámaras de UV en caso de necesidad del explotador.

3.17.2 CANAL DE CLORACIÓN

La dosificación de hipoclorito (NaClO) se produce en la arqueta anexa al canal de cloración, de tal forma que en dicho canal se pueda conseguirse el tiempo de contacto suficiente como para garantizar la eficacia desinfectante del reactivo:

Caudal punta: 100,00 m³/h 0,028 m³/s

ancho:	1,00 m	
largo:	14,00 m	
calado:	2,50 m	
velocidad:	0,0112 m/s	
Tiempo de contacto:	1.250 s	20 min

Dosificación:

Caudal punta:	100,00 m ³ /h
Caudal medio:	41,67 m ³ /h
Dosificación máxima en cloro:	6,00 mg/l
Necesidades horarias:	
- Máximas:	0,6 kg/h
- Medias:	0,25 kg/h
Concentración en Cl ₂ del producto:	150,00 gr/l
Necesidades de hipoclorito:	
- Máximas:	4,00 l/h
- Medias:	1,67 l/h
Sistema de dosificación:	Bombas dosificadoras
Nº unidades instaladas:	2,00 Ud
Nº unidades en funcionamiento:	1,00 Ud
Caudal unitario:	20,00 l/h
Presión máxima:	5,00 kg/cm ²
Almacenamiento	Depósito
Número de depósitos	1,00
Volumen depósito	1,00 m ³
Autonomía de almacenamiento	24,80 días
Dosificación	Bombas de membrana
Número de bombas instaladas	2,00
Número de bombas en servicio	1,00
Caudal unitario necesario	4,00 l/h
Caudal máximo bomba	7,60 l/h
Altura de elevación	3.5 bar
Potencia estimada	0,25 kW



3.18 MEDIDA DE CAUDAL DE AGUA TRATADA

Además de cuantificar el caudal que sale de la planta, servirá para enclavar la dosificación de hipoclorito y conseguir la dosis adecuada de desinfectante en el agua tratada. Se instalará en tubería de PE-100 DN-315 mm PN 10:

Tipo:	Electromagnético	
Nº de medidores instalados:	1,00	Ud
Diámetro del medidor:	200	mm
Velocidad de paso a:		
- Qpunta (100 m ³ /h):	0,88	m/seg
- Qmedio (42 m ³ /h):	0,37	m/seg

4 LÍNEA DE FANGOS

La línea de fangos está compuesta por los siguientes elementos:

- Espesador de gravedad (1 ud).
- Bombas de fangos espesados (1+1 ud).
- Acondicionamiento químico del fango.
- Decantador centrífugo (1 ud).
- Evacuación de fangos deshidratados, bomba tornillo helicoidal (1 ud).
- Tolva de almacenamiento de fangos deshidratados (1 ud).

4.1 ESPESADOR

Los fangos procedentes del decantador secundario son conducidos hasta el espesador donde se reparte uniformemente a través de la corona de reparto. Este fango así alimentado, sedimenta, se compacta y es extraído por la parte inferior del tanque.

El volumen del espesador se calcula no sólo para las 24 horas necesarias para espesar el fango, sino también para almacenar el fango espesado durante el tiempo que las centrífugas no están en funcionamiento.

Características del fango de entrada		
Tipos de fangos	digerido	
Caudal de entrada	31,89	m ³ /día
MLSS	7981,90	mg/l

Parámetros de diseño

Para determinar las dimensiones de los equipos, partimos de los parámetros: Carga de sólidos y carga superficial, con ellos calcularemos el área del espesador.

Escogemos los valores de la tabla pertenecientes a los de fango digerido.

Tipo de fango	C_{sol} (kg/m ² .d)	C_s (m ³ /m ² .h)	Conc. fang. (g/l)
Fango primario	≤ 130	≤ 1,4	80 – 100 (90)
Fango secundario ó digerido	≤ 35	≤ 0,45	25 – 35 (25)
Fango primario + secundario	≤ 70	≤ 0,9	40 – 70 (55)

Cálculo del área:

$$Cs < 0,45 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h} \quad \text{Área} = \frac{Q_{\text{fangos}}}{C_{\text{superficial}}} \quad 2,95 \text{ m}^2$$

$$Csol < 35 \text{ Kg}/\text{m}^2\cdot\text{día} \quad A = \frac{Q_{\text{fangos}} \cdot X_{\text{sst}}}{C_{\text{sólidos}}} \quad 7,27 \text{ m}^2$$

El área que cumple ambos parámetros de diseño, carga superficial y carga de sólidos, y el área mínima que debe de tener nuestro espesador es:

$$\text{Área} = 7,27 \text{ m}^2$$

Con esta área obtenemos el diámetro del espesador, diámetro = 3,10 m, aproximamos a un diámetro de 4 m, recalculamos el área de nuevo, obteniendo un área final de 12,56 m². Fijamos la parte recta útil en 3, puesto que es conveniente que sea igual o mayor a este número. La parte cónica del decantador le damos una pendiente del 20%, por lo que la altura del tronco de cono será 0,32 m.

Parámetros de diseño		
Unidades	1	
Diámetro	4	m
Altura recta	3	m
Altura útil total	3,32	m
Pendiente en el fondo	20	%
Área	12,56	m ²
Volumen útil	44	m ³

Otro parámetro a tener en cuenta el diseño será el **Tiempo de retención hidráulico**, el cual debe de ser mayor de 12 h para su correcto funcionamiento. El cálculo viene determinado de la siguiente manera:

$$\text{TRH} = \frac{V_{\text{tanque}}}{Q_{\text{fangos}}} = 33,03 \text{ h}$$

Al permanecer el fango más de 24 h en el espesador, habrá que considerar la salida de gases de dicho elemento.

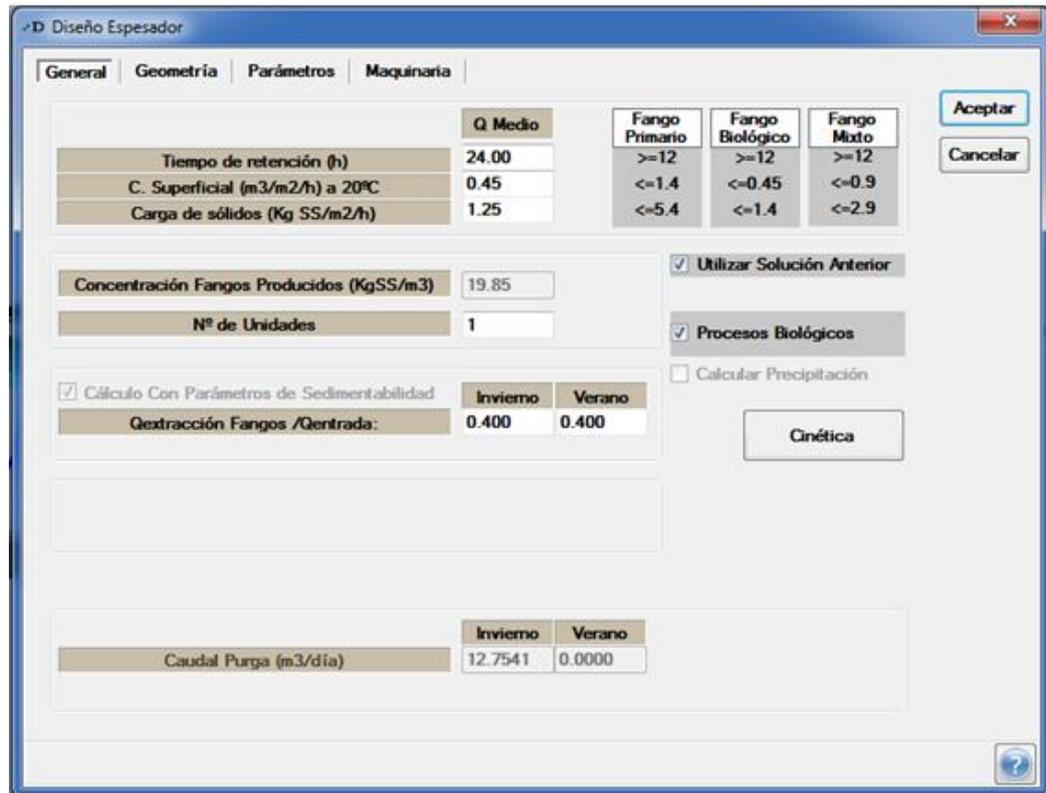
El tiempo de retención celular será de 1,38 días.

Cálculo del fango espesado

En los espesadores, tiene lugar una sedimentación de tipo retardada o zonal en la que las partículas sedimentan en bloque. Esto es debido a la elevada concentración de sólidos existente, que provoca que las partículas interaccionen entre sí tendiendo a estar en posiciones relativas fijas. Los criterios de diseño

utilizados en el cálculo de los espesadores son la carga de sólidos, la carga superficial y el tiempo de retención, hallados anteriormente, por lo que introduciéndolos en el modelo nos dará el caudal de fango purgado para alcanzar las concentraciones de sólidos deseadas.

La Ilustración 9 muestra la ventana de propiedades del elemento espesador.



The screenshot shows the 'Diseño Espesador' window with the following parameters and options:

Q Medio		Fango Primario	Fango Biológico	Fango Mixto
Tiempo de retención (h)	24.00	>=12	>=12	>=12
C. Superficial (m3/m2/h) a 20°C	0.45	<=1.4	<=0.45	<=0.9
Carga de sólidos (Kg SS/m2/h)	1.25	<=5.4	<=1.4	<=2.9

Concentración Fangos Producidos (KgSS/m3): 19.85
 Nº de Unidades: 1

Cálculo Con Parámetros de Sedimentabilidad

	Invierno	Verano
Qextracción Fangos /Qentrada:	0.400	0.400

Utilizar Solución Anterior
 Procesos Biológicos
 Calcular Precipitación

Cinética

	Invierno	Verano
Caudal Purga (m3/día)	12.7541	0.0000

Ilustración 9: Parámetros de diseño del Espesador, en desass.

El espesador se diseña con los parámetros de sedimentabilidad correspondientes al fango procedente del decantador secundario. Al igual que en el decantador secundario el programa aplica las ecuaciones del modelo biológico a cada una de las capas a las que considera como un reactor continuo de tanque agitado

Ilustración 10: Parámetros de diseño del Espesador, en Desass.

De la misma manera que en el decantador secundario, establecemos una relación de Qextracción de fangos/Qentrada, la cual nos dará el cauda de purga necesaria en el espesador.

En esta ocasión hemos estudiado varios valores, con la finalidad de que el fango salga lo más concentrado posible, pero sin que se produzca un desbordamiento de fangos en el espesador.

Qextracción de fangos/Qentrada	0,5	0,4	0,3
MLSS reactor (mg/l)	4.006	4.000	1.983
MLSS entrada espesador(mg/l)	7.978	7.981	7.930
MLSS salida espesador (mg/l)	15.930	29.950	31.000
Q purga (m ³ /día)	14	12,75	9,58
Desbordamiento	No	No	Sí

Observando los diferentes resultados comprobamos que, conforme disminuye la relación Qextracción de fangos/Qentrada, disminuye el caudal de fangos en la purga y por consiguiente aumenta la concentración de fangos. Nos quedamos con el valor de 0,4 ya que da unos parámetros de sólidos suspendidos en el reactor aptos en el caso de fangos activados con aireación prolongada, nos da una buena concentración de ellos a la salida del espesador y además nos da el caudal necesario para que no se produzca el desbordamiento.

Salida de fangos espesados		
Producción	383,25	Kg SS/d
Concentración	30	Kg SS/m ³
Caudal	12,75	m ³ /d
Diámetro de la tubería	150	mm

El líquido sobrenadante se retorna a la línea de agua, a cabecera de planta. La cantidad de líquido de sobrenadante generado en el espesador se obtiene por diferencia entre el caudal de fango alimentado y el caudal de fango espesado saliente.

Salida de sobrenadante		
Caudal	19,13	m ³ /día
Tipo de vertedero	triangular	
Longitud de vertedero	9,74	m
Carga sobre vertedero	0,08	m ³ /h/m.l.
Destino sobrenadante	Cabecera de planta	

4.2 BOMBEO DE FANGOS ESPESADOS

La extracción de los fangos espesados se realiza mediante bombas de tornillo helicoidal.

Bombeo de fango espesado		
Caudal del fango espesado	12,75	m ³ /día
Horas de funcionamiento	3	h
das de funcionamiento por semana	5	días
Tipo de bombas	Tornillo helicoidal	
Numero de bombas instaladas	2	
Numero de bombas en funcionamiento	1	
Caudal unitario necesario	5,95	m ³ /h
Caudal unitario adoptado	6	m ³ /h
Altura manométrica	10	m
Potencia necesaria estimada	1,5	kW
Diámetro de la tubería	65	mm
Velocidad de paso	0,50	m/s

4.3 ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO DEL FANGO

La cantidad de polielectrolito catiónico se calcula a partir de una dosis que se debe encontrar en el intervalo de 4-7 kg de polielectrolito/t de Materia Seca de fango a acondicionar.

Datos de diseño		
Producción de fangos espesado	383,25	Kg/día
Acondicionamiento de polielectrolito catiónico		
Días de trabajo a la semana	5	días
Horas de trabajo al día	3	horas
Producción de fangos espesados útiles	178,5	Kg/h
Dosis media empleada	9	Kg/Tm MS
Dosis de polielectrolito hora	1,6	Kg polielectrolito/hora

Almacenamiento y dosificación de polielectrolito catiónico		
Almacenamiento	Sacos	
Tiempo de almacenamiento	75,6	días
Cantidad de poli. almacenado	100	Kg
Preparación disolución	Equipo automático	
Dilución	0,05	%
Consumo diario de agua	0,96	m ³ /día
Densidad de disolución	1,0	Kg/l
Horas de trabajo al día	3	h
Consumo horario de disolución	321,3	l/h
Capacidad	400	l
Nº de cámaras	2	
Motor	0,37	kW
Número de agitadores	2	
Diámetro de la tubería	25	mm

4.4 DECANTADORA CENTRÍFUGA

El fango espesado, junto con el polielectrolito catiónico, es introducido en la centrífuga, donde el fango aumenta su concentración hasta un 22 %.

La centrífuga está dimensionada para operar 5 días a la semana durante 3 horas. La cantidad de fangos deshidratados y de caudal de líquido sobrenadante se calcula de forma análoga al espesador.

Los fangos deshidratados son conducidos a una tolva de almacenamiento mediante una bomba helicoidal.

Datos de diseño		
Cantidad de fangos espesados	382,5	Kg/día
Concentración del fango espesado	3	%
Caudal de fango espesado	12,75	m ³ /d
Días de trabajo a la semana	5	días
Horas de funcionamiento diarias	3	horas
Sequedad de fango deshidratado	22	%

Decantadora centrífuga		
Cantidad de fangos a deshidratar	382,5	Kg/día
Caudal de fangos a deshidratar	12,75	m ³ /d
Número de centrífugas	1	
Caudal de fangos unitario	5,95	m ³ /h
Capacidad unitaria adoptada	6	m ³ /h
Potencia unitaria	29,5	kW

Salida de fangos deshidratados		
Cantidad unitaria de sólidos de salida	178,5	Kg/h
Concentración de fango deshidratado	22	g/l
Caudal unitario de fango deshidratado	0,82	m ³ /h
Caudal total medio de fango deshidratado	1,74	m ³ /día

Salida del sobrenadante		
Caudal unitario de agua sobrenadante	5,13	m ³ /h
Producción total media de agua	11,01	m ³ /h
Destino sobrenadante	Cabecera de planta	



4.5 EVACUACIÓN DE FANGOS DESHIDRATADOS

Salida de fangos deshidratados		
Sistema de evacuación	Bomba tornillo helicoidal	
Número unidades instaladas	1	
Potencia recomendada	4	kW
Presión de bombeo	12	bar
Diámetro de la tubería	200	mm
Destino	Tolva	

4.6 ALMACENAMIENTO DE FANGO DESHIDRATADO

Para el dimensionamiento de la tolva, con una producción de fango seco de 1,74 m³/día, obtenemos que con una capacidad de la tolva de 15 m³, podemos almacenar durante un periodo de 8,62 días.

Almacenamiento de fango deshidratado		
Tipo de almacenamiento	Tolva tronco-piramidal	
Capacidad	15	m ³
Tiempo de almacenamiento	8,62	días
accionamiento	motorizada	
Potencia motor	2	CV