GOBIERNO DE ESPAÑA

MINISTERIO DE AGRICULTURA, ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE

CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL DUERO

CLAVE

452-A.611.11.06/ 2013

TIPO:	REF. CRONOLÓGICA
PROYECTO	JULIO DE 2013

CLASE

PROYECTO

TÍTULO BÁSICO:

PROYECTO DE MEJORAS DE LAS INSTALACIONES ACTUALES Y ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES DE LAS ESTACIONES DE AGUAS RESIDUALES DE MEDINA DEL CAMPO, ISCAR, TORDESILLAS, TUDELA DE DUERO, BENAVENTE Y TORO

PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN SIN IVA:	IVA 21%:
4.994.831,14 €	1.048.914,54 €

PRESUPUESTO TOTAL CON IVA:

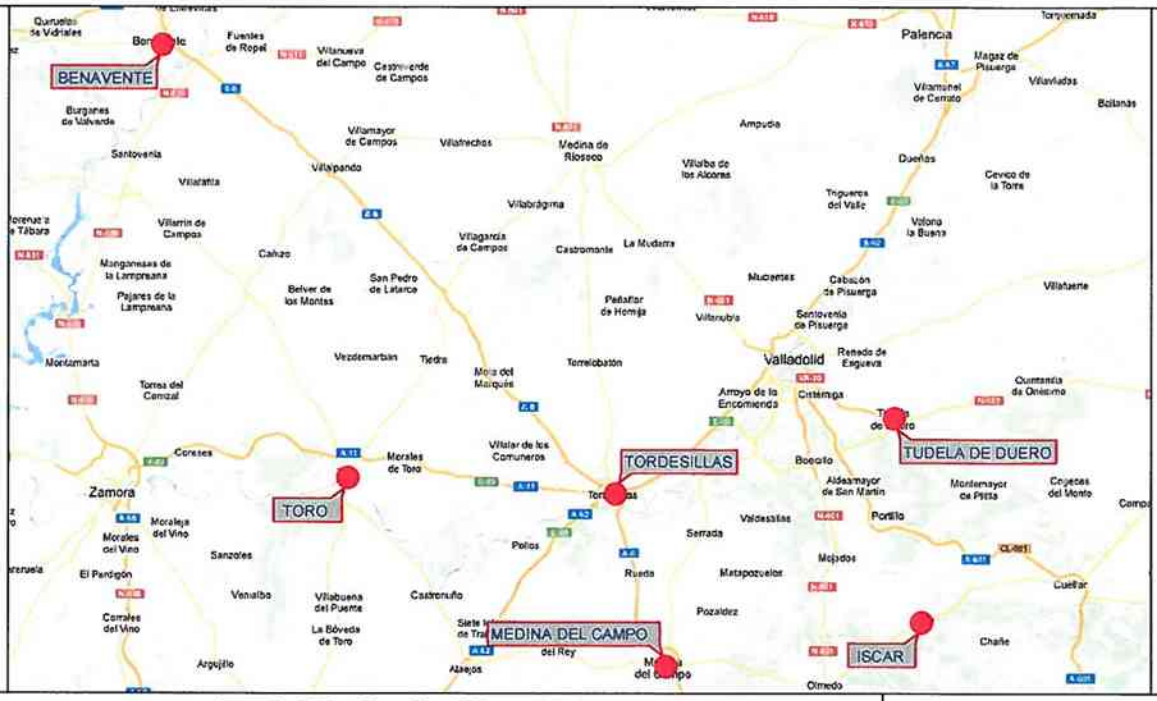
6.043.745,68 €

EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO:

D. JULIO PAJARES ALONSO

EL INGENIERO DIRECTOR DEL PROYECTO:

D. JULIO PAJARES ALONSO



TOMO 5

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA Y ANEJOS

ANEJOS 9 Y 10

CONSULTORAS U.T.E.:

INCISA
INGENIERÍA CIVIL INTERNACIONAL, S.A.

ECOSISTEMAS 2.000 S.L.
INGENIERÍA DEL AGUA Y DEL MEDIO AMBIENTE

INDICE

- Tomo 1.- **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Memoria

Anejo nº1: Ficha Técnica

Anejo nº2: Descripción de la situación Actual

Anejo nº3: Cálculos de las nuevas incorporaciones a la EDAR

- Tomo 2. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº4: Funcionamiento del proceso actual

Anejo nº5: Estudio de Alternativas

- Tomo 3. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº6: Estudio de Caracterización de Vertidos

Anejo nº7: Topografía

- Tomo 4. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº8: Geología y Geotecnia

- Tomo 5. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº9: Descripción y cálculos de la Solución Adoptada

Anejo nº10: Cálculos hidráulicos

- Tomo 6. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº11: Cálculos Estructurales

- Tomo 7. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº12: Electricidad

- Tomo 8. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº13: Control y Automatización

Anejo nº14: Instrumentación

Anejo nº15: Operación y Mantenimiento

- Tomo 9. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº16: Documentación Ambiental

Anejo nº17: Estudio de Inundabilidad

Anejo nº18: Expropiaciones y Servicios Afectados

- Tomo 10. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº19: Estudio de Seguridad y Salud

Anejo nº20: Control de Calidad

Anejo nº21: Gestión de Residuos

- Tomo 11. **Doc.nº1: Memoria y Anejos**

Anejo nº22: Plan de Obra

Anejo nº23: Justificación de Precios

Anejo nº24: Presupuesto para cocimiento de la Administración

- **Tomo 12.** **Doc.nº2: Planos**

  Planos de Medina del Campo, Iscar y Tordesillas

- **Tomo 13.** **Doc.nº2: Planos**

  Planos de Tudela de Duero, Benavente y Toro

- **Tomo 14.** **Doc.nº3: Pliego de Prescripciones Técnicas**

- **Tomo 15.** **Doc.nº3: Pliego de Prescripciones Técnicas**

  Especificaciones Técnicas Particulares

- **Tomo 16.** **Doc.nº4: Presupuesto**

  Mediciones

- **Tomo 17.** **Doc.nº4: Presupuesto**

  Cuadro de Precios

  Presupuesto

ANEJO Nº 9

DESCRIPCIÓN Y CÁLCULOS DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

9.1. E.D.A.R DE MEDINA DEL CAMPO

EDAR DE MEDINA DEL CAMPO

DATOS DE PARTIDA

POBLACION		**DISEÑO**	**REAL**	
Población equivalente adoptada		60.667	70.041	Hab Equiv.
Dotación adoptada		120	77	l/hab*dia
CAUDALES				
CAUDAL DIARIO ADOPTADO PARA LA EDAR		**7.280**	**5.374**	**m^3/dia**
Caudal promedio		303	224	m^3/h
Caudal punta	2,40	728	537	m^3/h
Caudal máximo en pretratamiento	4,00	1.213	896	m^3/h
Caudal máximo bombeado	4,00	1.213	896	m^3/h
Caudal admitido en el colector	10,00	3.033	2.239	m^3/h

CARACTERISTICAS DEL AGUA BRUTA

DBO_5			
Carga diaria de entrada	3.640	4.202	kg/dia
Concentración de entrada	**500**	**782**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	182	134	kg/dia
Concentración máxima de salida	**25**	**25**	mg/l
Carga diaria eliminada	3.458	4.068	kg/dia
DQO			
Carga diaria de entrada	7.280	7.271	kg/dia
Concentración de entrada	**1.000**	**1.353**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	910	672	kg/dia
Concentración máxima de salida	125	125	mg/l
Carga diaria eliminada	6.370	6.599	kg/dia
SS			
Carga diaria de entrada	2.912	2.633	kg/dia
Concentración de entrada	**400**	**490**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	255	188	kg/dia
Concentración máxima de salida	**35**	**35**	mg/l
Carga diaria eliminada	2.657	2.445	kg/dia

N-NTK			
Carga diaria de entrada estimada	437	462	kg/dia
Concentración de entrada estimada	**60**	**86**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	109	81	kg/dia
Concentración máxima de salida estimada	**15**	**15**	mg/l
Carga diaria eliminada	328	382	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada estimada	73	86	kg/dia
Concentración de entrada estimada	**10**	**16**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	15	11	kg/dia
Concentración máxima de salida estimada	**2**	**2**	mg/l
Carga diaria eliminada	58	75	kg/dia
pH			
Salida entre	5,5 y 9	5,5 y 9	
TEMPERATURA			
Temperatura de cálculo	12,00	12,00	ºC

RESULTADOS A OBTENER:

DBO5:	<	25,00	25,00	mg/l
DQO:	<	125,00	125,00	mg/l
SS totales:	<	35,00	35,00	mg/l
N-NTK:	<	15,00	15,00	mg/l
P-PO4:	<	2,00	2,00	mg/l
pH, entre:	5,5 y 9		5,5 y 9	
Estabilización de fangos:	>	40,00	40,00	%
Sequedad de fangos:	>	25,00	25,00	%

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETRATAMIENTO

POZO DE GRUESOS

PARAMETROS DE DISEÑO

Carga hidráulica a Qmedio	50,00	50,00	$m^3/m^2/h$
Carga hidráulica a Qmáximo	200,00	200,00	$m^3/m^2/h$
* Superficie mínima necesaria a Q medio	6,07	4,48	m^2
* Superficie mínima necesaria a Q maximo	6,07	4,48	m^2
Superficie adoptada	9,00	9,00	m^2
* Lado (A) en la pate recta	3,00	3,00	m
* Lado (B) en la parte recta	3,00	3,00	m
* Lado (A) en el fondo	2,00	2,00	m
* Lado (B) en el fondo	2,00	2,00	m
Tiempo de retención a caudal maximo	1,00	1,00	min.
Volumen mínimo necesario del pozo A Q maximo	20,22	14,93	m^3
* Altura parte recta:	3,00	3,00	m
* Altura parte troncopiramidal :	0,50	0,50	m
* Volumen recto:	27,00	27,00	m^3
* Volumen troncopiramidal :	3,25	3,25	m^3
Volumen total adoptado	30,25	30,25	m^3
Tiempo de renteción a Qmedio adoptado	5,98	8,11	min
Tiempo de renteción a Qpunta adoptado	2,49	3,38	min
Tiempo de renteción a Qmáximo adoptado	1,50	2,03	min

CUCHARA BIVALVA

Capacidad de la cuchara bivalva	100,00	100	Litros
Tipo de accionamiento	Electrohidráulico – polipasto		
Destino de los residuos	Contenedor y vertedero		
Producción de residuos			
Se estima una producción ,de :	10	10	lt/hab/año
Población equivalente :	60.667	70.041	hab
Residuos obtenidos	1.662,10	1.918,94	l/dia
Nº de contenedores	1	1	Ud
Capacidad del contenedor	5.000	5.000	Litros
Autonomía de almacenamiento	3,01	2,61	dias

El fondo del pozo se protegerá con perfiles metálicos.

REJA DE PROTECCION DE BOMBAS

Tipo	barrotes		
Limpieza	Mediante peine adosado a la cuchara		
Luz entre barrotes	100	100	mm

POZO DE BOMBEO

Dimensiones del pozo diseñado				
Largo		6,00	6,00	m
Ancho		3,00	3,00	m
Altura util		1,50	1,50	m
Capacidad util		27,00	27,00	m^3
EQUIPO DE BOMBEO				
BOMBAS DE AGUA A TRATAMIENTO				
Nº bombas a instalar		5,00	5,00	uds
Nº de bombas en servicio		4,00	4,00	uds
Caudal unitario necesario		303,33	179,13	m^3/h
Caudal unitario adoptado		**303,00**	**303,00**	m^3/h
CAUDALES IMPULSADOS				
Con 1 bomba funcionando		303,00	303,00	m^3/h
Con 2 bombas funcionando		606,00	606,00	m^3/h
Con 3 bombas funcionando		909,00	909,00	m^3/h
Con 4 bombas funcionando		1.212,00	1.212,00	m^3/h
COLECTOR DE IMPULSION				
Nº de tuberías		5,00	5,00	ud
Diametro		0,30	0,30	m
Longitud		10,00	10,00	m
VELOCIDAD				
Con 1 bomba funcionando		1,19	1,19	m/seg
Pérdida por rozamiento	$P = J \times l$			
Pérdida de carga en la tuberia según Manning	$J = \frac{n^2 \times V^2}{R^{4/3}}$			
	Q =	0,08	0,08	m^3/s
	n =	0,01	0,01	
$R = D / 4$	R =	0,08	0,08	m
	D =	0,30	0,30	m
	V =	1,19	1,19	m/seg
	J =	0,004	0,004	m/m
	P =	0,04	0,04	m

PRETRATAMIENTO

DESBASTE DE FINOS / TAMIZADO

Nº de tamices	2	2	Ud
Ancho de canal	500	500	mm
Luz de paso	6	6	mm
Caudal nominal de funcionamiento	607	448	m^3/h

PRODUCCION DE RESIDUOS

De acuerdo con la experiencia, la producción de residuos puede estimarse, en función de la luz de paso a través de elementos filtrantes, según la siguiente tabla:

Luz de paso	mm	Producción		
	1,00	45,00	45,00	lt/hab/año
	1,50	43,00	43,00	lt/hab/año
	3,00	35,00	35,00	lt/hab/año
	6,00	24,29	24,29	lt/hab/año
	10,00	10,00	10,00	lt/hab/año
	20,00	5,00	5,00	lt/hab/año
	50,00	1,00	1,00	lt/hab/año
Se estima una producción total de:		35,00	35,00	lt/hab/año
Población equivalente		60.666,67	70.041,13	habitantes
Producción de residuos		5,82	6,72	m^3/d
Volumen de los residuos compactados		1,75	2,01	m^3/dia
Autonomía de almacenamiento		0,57	0,50	días
Nº de contenedores:		1	1	Ud
Capacidad unitaria:		1	1	m^3

DESARENADOR-DESENGRASADOR

Caudal medio:	303,33	223,92	m^3/h
Caudal punta:	728,00	537,40	m^3/h
Caudal máximo:	1.213,33	895,67	m^3/h
Nº unidades instaladas	2	2	Uds
Caudal medio unitario:	0,04	0,03	m^3/s
Caudal punta unitario:	0,10	0,07	m^3/s
Caudal máximo unitario:	0,17	0,12	m^3/s

	PARAMETROS DE RESULTADOS			
	PARTIDA	OBTENIDOS	OBTENIDOS	
Tiempo permanencia (t): >/=				
a Caudal medio:	15	50	68	min.
a Caudal punta:	10	21	28	min.
a Caudal máximo:	5	12	17	min.
Carga hidraulica zona desarenado (Ch): </=				
a Caudal medio:	10	6	4	$m^3/m^2/h$
a Caudal punta:	15	13	10	$m^3/m^2/h$
a Caudal máximo:	25	22	17	$m^3/m^2/h$

Estos valores de la carga hidráulica y tiempo de permanencia se han tomado de acuerdo con la experiencia, y garantizan la eliminación de las particulas de diámetro >/= 0,2 mm.

Velocidad transversal a Qpunta <	0,15	0,15	m/seg
Aireación >	8,00	8,00	$m^3/m^2/h$
Dimensiones unitarias necesarias			
Superficie de desarenado A=Q/Ch:			
A Q medio	15,17	19,93	m^2
A Q punta	24,27	19,93	m^2
A Q maximo	24,27	19,93	m^2

DIMENSIONES UNITARIAS ADOPTADAS

Longitud	**9,00**	**9,00 m**
Anchura desarenador (a1):	**3,00**	**3,00 m**
Anchura desengrasador (a2):	**1,00**	**1,00 m**
Anchura total (a):	**4,000**	**4,00 m**
Superficie unitaria adoptada	27,00	27,00 m^2
Superficie total adoptada desarenador	54,00	54,00 m^2
Altura total	3,50	3,50 m
Volumen unitario	126	126 m^3
Volumen total	252,00	252,00 m3
Sección transv. S=W/l:	7,00	7,00 m^2
Velocidad transversal a Qmáximo	0,02	0,02 m/s

AIREADORES SUMERGIDOS

Aireadores por línea	2	2	ud
Aireadores instalados	4	4	ud
Instaladas	6	6	ud
Potencia específica	30	30	w/m3
Potencia unitaria mínima	1.890	1.890	w
Potencia unitaria adoptada	**2.100**	**2.100**	**w**

EXTRACCION DE ARENAS

Caudal medio:	151,67	111,96	m^3/h
Caudal punta:	364,00	268,70	m^3/h
Caudal máximo:	606,67	447,83	m^3/h
Capacidad máxima de extracción:	50,00	50,00	l/m^3
Mezcla agua + arena:			
- A caudal medio:	7,58	5,60	m^3/h
- A caudal punta:	18,20	13,44	m^3/h
- A caudal máximo:	30,33	22,39	m^3/h
Sistema de extracción de arenas	Bomba		
Unidades	2	2	ud
Caudal unitario mínimo	15	11	m3/h
Caudal unitario adoptado	**8**	**8**	**m3/h**
Destino final de la arena:	Contenedor/vertedero		
Producción teórica de arenas:	360	360	gr/m^3
Carga diaria de arenas a retirar:	2.621	1.935	kg/dia
Densidad de la arena:	2	2	Ton/m^3
Volumen de arena a retirar:	1.310	967	l/dia

GRASAS

Las grasas se extraen mediante bombeo al concentrador de grasas

Producción estimada de grasas:	20	20	gr/hab/día
Producción diaria de grasas:	1.213,33	1.400,82	kg/dia
Densidad estimada de las grasas	0,8	0,8	Ton/m^3
Volumen de grasas estimado:	1.516,67	1.751,03	l/dia

ALIVIADERO	m^3/h	m3/h		m^3/s
Q máximo de salida de pretratamiento	1.213,33	895,67		0,34
Q punta a tratamiento biológico	728,00	537,40		0,20
Caudal a aliviar	485,33	358,27		0,13
Longitud del aliviadero	1,00	1,00	m	
$h = Q^2/(0,41^2*L^2*2*9,81)^{1/3}$				
Altura de lámina de agua en el vertedero				
* aliviando el exceso de caudal	0,18	0,18	m	
* aliviando la totalidad del caudal	0,33	0,33	m	

DATOS BASICOS DE PARTIDA

CAUDALES		**DISEÑO**	**REAL**	
Caudal diario		7.280,00	5.374,00	m3/día
Caudal medio		303,33	223,92	m3/h
	equivalente a	0,08	0,06	m3/s
Caudal punta		728,00	537,40	m3/h
	equivalente a	0,20	0,15	m3/s

CONTAMINACION:-

DBO5:			
Peso diario	3.640,00	4.202,47	Kg/día
Concentración promedio	500,00	782,00	mg/l
SST:			
Peso diario	2.912,00	2.633,26	Kg/día
Concentración promedio	400,00	490,00	mg/l
N-NTK:			
Peso diario	436,80	462,16	Kg/día
Concentración promedio	60,00	86,00	mg/l
P-PT:			
Peso diario	72,80	85,98	Kg/día
Concentración promedio	10,00	16,00	mg/l

RESULTADOS A OBTENER :-

DBO5	<	275,00	430,10	mg/l
SST	<	140,00	171,50	mg/l
Rendimiento neto de la DBO5		0,45	0,45	%
Factor del rendimiento		0,45	0,45	

TRATAMIENTO FISICO-QUIMICO

REACTORES	2,00	2,00	Uds
Caudal punta	728,00	537,40	m3/h
Mezcla Rápida:			
Capacidad necesaria	4.416,53	2.406,66	m3
Características del reactor:			
* longitud	1,40	1,40	m
* anchura	1,00	1,00	m
* altura útil	2,00	2,00	m
* altura total	2,50	2,50	m
* capacidad útil real	2,80	2,80	m3
Capacidad util real total	5,60	5,60	m3
Tiempo de retención real a qmedio	1,11	1,50	minuto
Potencia especifica de mezcla	250,00	250,00	W/m3
Potencia nominal necesaria	700,00	700,00	W
Potencia unitaria a instalar	350,00	350,00	KW
Potencia unitaria instalada	500,00	500,00	
Floculación:			
Tiempo de residencia previsto a Qp	15,00	15,00	minuto
Capacidad necesaria	75,83	55,98	m3
Características del reactor:			
* longitud	3,00	3,00	m
* anchura	3,00	3,00	m
* altura útil	4,37	4,37	m
* altura total	4,87	4,87	m
* capacidad útil real	39,33	39,33	m3
Capacidad util real total	78,66	78,66	m3
Tiempo de retención real a qmedio	15,56	21,08	minuto
Potencia específica de mezcla	15,00	15,00	W/m3
Potencia nominal necesaria	589,95	589,95	W
Potencia unitaria a instalar	294,98	294,98	KW
Potencia unitaria instalada	500,00	500,00	

REACTIVOS

COAGULANTE

Producto a emplear	cloruro férrico			
Forma física	solución prepreparada al 40% p/p			
Forma de presentación	bidones, contenedores o cisternas			
Concentración de la solución		40,00	40,00	% p/p
	equivalente a	560,00	560,00	g/l
Dosis media prevista		0,00	0,00	mg/l
	equivalente a	0,00	0,00	g/m3
Dosificación horaria del reactivo a caudal medio		0,00	0,00	l/h
Dosificación horaria máxima del reactivo		0,00	0,00	l/h
Nº de bombas dosificadoras (1 + 1R)		2,00	2,00	Ud
Tipo			pistón membrana	
Caudal unitario, regulable hasta		50,00	50,00	l/h
Materiales de construcción			PVC y teflón	
Funcionamiento de la bomba dosificadora			automático	
Controles			ΔQ x frecuencia eléctrica de la dosabomba	
Consumo diario máximo de la solución		0,00	0,00	l/día
Consumo quincenal máximo de la solución		0,00	0,00	litros
Nº depósitos almacenamiento de solución		1,00	1,00	Ud
Capacidad útil unitaria		0,00	0,00	litros
Capacidad adoptada		20,00	20,00	m3
Materiales de construcción			PRFV	
Nº bombas de carga de la solución		1,00	1,00	Ud
Tipo			horizontal, rodete abierto	
Caudal unitario		15,00	15,00	m3/h
Presión de trabajo		6,00	6,00	mca
Materiales de construcción			polipropileno	

AJUSTE DE pH

Producto a emplear	hidróxido cálcico		
Forma física	en polvo	solución prepreparada al 50% p/p	
Forma de presentación	tolva		
Dosis media prevista	0,00	0,00	mg/l
Dosificación horaria del reactivo a caudal medio	0,00	0,00	Kg/h
Dosificación horaria máxima del reactivo	0,00	0,00	Kg/h
Consumo diario	0,00	0,00	kg/dia
Consumo quincenal	0,00	0,00	kg
Nº de silos	1,00	1,00	ud
Capacidad útil	20.000,00	20.000,00	Kg

FLOCULANTE

Producto a emplear	polielectrolito aniónico			
Forma física	sólido granulado			
Forma de presentación	sacos o bidones plásticos de 25 Kg.			
Concentración de la solución a preparar		0,20	0,20	% p/v
	equivalente a	2,00	2,00	g/l
Dosis media prevista		0,00	0,00	mg/l
Dosificación horaria del reactivo a caudal medio		0,00	0,00	l/h
Dosificación horaria máxima del reactivo		0,00	0,00	l/h
Consumo diario de la solución		0,00	0,00	l/día

Preparación automática, capacidad total de la unidad preparativa 1.000,00 litros

DECANTADOR PRIMARIO

N° de unidades	2,00	2,00	uds
Caudal punta	728,00	537,40	m3/h
Carga hidráulica superficial máxima	2,00	2,00	m/h
Superficie horizontal mínima necesaria	182,00	134,35	m2
Diámetro de cálculo	15,22	13,08	m
Diámetro adoptado	16,00	16,00	m

DIMENSIONES DEL DECANTADOR

N° de decantadores	2,00	2,00	Ud
Forma del decantador	circular		
Tipo	flujo radial ascendente		
Barrido de fangos sedimentados a la poceta central	puente giratorio/rasquetas inferiores		
Barrido de flotantes a la tolva de recogida perimetral	rasqueta superficial		
Diámetro	16,00	16,00	m
Calado perimetral	3,00	3,00	m
Altura perimetral total	3,50	3,50	m
Superficie unitaria	201,06	201,06	m2
Superficie total	402,12	402,12	m2
Capacidad unitaria	603,00	603,00	m3
Capacidad total	1.206,00	1.206,00	m3
Carga hidráulica a Qmed	0,75	0,56	m3/m2/h
Carga hidráulica a Qpunta	1,81	1,34	m3/m2/h
Caudal unitario por metro lineal de vertedero a Qm	3,02	2,23	m3/mL/h
Caudal unitario por metro lineal de vertedero a Qp	14,48	10,69	m3/mL/h
Tiempo de retención a Qmed	3,98	5,39	horas
Tiempo de retencióna Qpunta	1,66	2,24	horas
Diámetro de la campana central de distribución	3,20	3,20	m
Pendiente del fondo, aproximado	10,00	10,00	%

Manejo de Espumas y Flotantes

Recogida	tolva en pantalla deflectora perimetral
Salida de espumas y flotantes de la tolva	intermitente, automática
Mecanismo de salida	válvula de manguito elástico neumático
Diámetro	100,00 mm
Destino inicial	pozo de bombeo de drenajes y vaciados
Destino final	cabecera de la planta

RENDIMIENTOS DE DECANTACION PRIMARIA (SIN FISICO-QUIMICO)

DBO5:		
Peso diario de entrada	3.640,00	4.202,47 Kg/dia
Rendimiento en decantación 1ª	0,25	0,25
Peso diario retenido	910,00	1.050,62 Kg/día
Peso diario a biológico	2.730,00	3.151,85 Kg/h
Concentración a biológico	375,00	586,50 mg/l
MES		
Peso diario de entrada	2.912,00	2.633,26 Kg/dia
Rendimiento en decantación	0,65	0,65
Peso diario retenido	1.892,80	1.711,62 Kg/día
Peso diario a biológico	1.019,20	921,64 Kg/h
Concentración a biológico	189,65	171,50 mg/l
Concentración del fango decantado	15,00	15,00 kg/m3
Volumen de fangos a purgar	126,19	114,11 m3/d
Lugar de envio	Espesamiento por gravedad	
DQO		
Peso diario de entrada	7.280,00	7.271,02 Kg/dia
Rendimiento en decantación	0,25	0,25
Peso diario retenido	1.820,00	1.817,76 Kg/día
Peso diario a biológico	5.460,00	5.453,27 Kg/h
Concentración a biológico	1.016,00	1.014,75 mg/l
N-NTK:		
Peso diario de entrada	436,80	462,16 Kg/día
Rendimiento en decantación	0,10	0,10
Peso diario retenido	43,68	46,22 Kg/día
Peso diario a biológico	393,12	415,95 Kg/h
Concentración a biológico	73,15	77,40 mg/l
Fósforo		
Peso diario de entrada	72,80	85,98 Kg/día
Rendimiento en decantación	0,10	0,10
Peso diario retenido	7,28	8,60 Kg/día
Peso diario a biológico	65,52	77,39 Kg/h
Concentración a biológico	12,19	14,40 mg/l

PRODUCCION DE FANGOS

Fangos Propios:

Peso diario inicial de sólidos suspendidos	2.912,00	2.633,26	Kg/día
Concentración promedio inicial de sólidos suspendid	400,00	490,00	mg/l
Peso diario final de sólidos suspendidos	1.019,20	921,64	Kg/día
Concentración promedio final de sólidos suspendidos	189,65	171,50	mg/l
Peso diario de sólidos suspendidos eliminados	1.892,80	1.711,62	Kg/día

Fangos Químicos:

Base química Cl3.Fe + 3(OH.Na) = (OH)3.Fe ↓ + 3(Cl.Na)

de los pesos atómicos	{(3 x 35,5)+56}	producen	{(3 x 17) + 56}	de sólidos químicos
=	162,50	producen	107,00	sólidos químicos
luego, cada gramo de cloruro férrico añadido produc	0,66		0,66	gramos de fangos
Producción diario de fangos químicos	**0,00**		**0,00**	kg/día

Producción Diario de Fangos:

Producción diaria de fangos propios	1.892,80	1.711,62	Kg MS/día
Producción diaria de fangos químicos	0,00	0,00	Kg MS/día
Producción diario total de fangos	1.892,80	1.711,62	Kg MS/día
Concentración del fangos sedimentado	10.000,00	10.000,00	gr/m3
Volumen de la producción diario de fangos	189,28	171,16	m3/día

BOMBEOS DE FANGOS PRIMARIOS

Volumen de fangos a purgar	189,28	171,16	m^3/dia
Lugar de envio	Espesamiento por gravedad		
Forma de envio	Bombeo		
Tipo de bomba	Centrífuga sumergible		
Tiempo de purga	12,00	12,00	h/d
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00	ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	ud
Caudal de purga teórico	15,77	14,26	m^3/h
Caudal mínimo de la bomba	15,77	14,26	m^3/h
Caudal de la bomba adoptado	**24,00**	**24,00**	**m^3/h**
Altura manométrica	10,00	10,00	mca
Sistema de control	Temporizado-programado		

TRATAMIENTO BIOLOGICO

	DISEÑO	REAL	
POBLACION	60.667	70.041	Habitantes
CAUDALES			
Caudal diario	7.280,00	5.374,00	m^3/dia
Caudal promedio	303,33	223,92	m^3/h
Caudal punta	728,00	537,40	m^3/h
CARACTERISTICAS DEL VERTIDO			
DBO5			
Carga diaria de entrada	2.730,00	3.151,85	kg/dia
Concentración de entrada	375,00	586,50	mg/l
Carga diaria máxima de salida	182,00	134,35	kg/dia
Concentración máxima de salida	25,00	25,00	mg/l
Carga diaria eliminada	2.548,00	3.017,50	kg/dia
Rendimiento mínimo exigido	0,93	0,96	
Rendimiento mínimo porcentual exigido	93%	96%	
SS			
Carga diaria de entrada	1.380,68	921,64	kg/dia
Concentración de entrada	189,65	171,50	mg/l
Carga diaria máxima de salida	254,80	188,09	kg/dia
Concentración máxima de salida	35,00	35,00	mg/l
Carga diaria eliminada	2.657,20	2.445,17	kg/dia
DQO			
Carga diaria de entrada	7.396,50	5.453,27	kg/dia
Concentración de entrada	1.016,00	1.014,75	mg/l
Carga diaria máxima de salida S/P.B.	910,00	671,75	kg/dia
Concentración máxima de salida S/P.B.	125,00	125,00	mg/l
Carga diaria eliminada	6.486,50	4.781,52	kg/dia
NTK			
Carga diaria de entrada	532,55	415,95	kg/dia
Concentración de entrada estimada	73,15	77,40	mg/l
Carga diaria máxima de salida	109,20	80,61	kg/dia
Concentración máxima de salida	15,00	15,00	mg/l
Carga diaria eliminada	327,60	381,55	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada	88,76	77,39	kg/dia
Concentración de entrada estimada	12,19	14,40	mg/l
Carga diaria máxima de salida	14,56	10,75	kg/dia
Concentración máxima de salida	2,00	2,00	mg/l
Carga diaria eliminada	58,24	75,24	kg/dia
pH	entre	entre	6 Y 9
Temperatura de cálculo	12,00	12,00	ºC

TRATAMIENTO BIOLOGICO

El sistema de tratamiento biológico previsto es por Fangos Activados, mediante **Aireación prolongada** incluyendo **Nitrificación - Desnitrificación Y eliminación de fósforo**

Tipo de reactor	Canal		
Sistema de aireación	Soplante y difusores		
Sistema de recirculación interna	Recirculadores de corriente		
Nº de reactores	2,00	2,00	Uds
CRITERIOS DE DISEÑO			
Tª de diseño	12,00	12,00	ºC
Carga másica <	0,10	0,10	$kgDBO_5/kgMLSS/d$
Concentración de sólidos MLSS ≤	4.000,00	4.000,00	mg/l
Tiempo de retención hidraúlico a Qmedio ≥	24,00	24,00	h

ZONA ANOXICA Y EDAD DEL FANGO

Los fangos biológicos en exceso se consideran estabilizados cuando aireados durante 5 dias a una temperatura de 20 ºC pierden menos del 10% de su peso.
La siguiente tabla, basada en la experiencia indica la edad mínima del fango necesaria para obtener dicha estabilidad, en función de la temperatura del licor mezcla (MLSS) en el reactor biológico.

TEMPERATURA (ºC)	EDAD DEL FANGO (dias)
5,00	>35
10,00	20,00
12,00	**17,00**
13,00	15,50
14,00	14,80
15,00	14,00
16,00	13,00
18,00	12,00
20,00	10,00
22,00	8,00

La posibilidad de que se produzca nitrificación depende de la temperatura T (°C) y de la edad de fangos Ef (días), siendo la ecuación que relaciona estos parámetros para que dicha nitrifición, que debe considerarse completa, dada la pequeña variación de temperatura que es necesaria para pasar de una nitrificación parcial a una total, ocurra según Van Haandel, Dõld y Marais, de la Universidad de Cape Town (Sudáfrica), la siguiente relación.

$$(1 - fx) = S \times (bnT + 1/Ef) / unmT$$

siendo

fx = Fracción de los MLSS existentes en la zona anóxica	0,25	0,25	
S = Fator de seguridad. Oscila entre 1 y 1,5	1,25	1,25	
T = Temperatura (°C) a partir de la cual deben cumplirse los rendimientos exigidos en el Pliego de Bases.	12,00	12,00	
bnT = Factor para organismos eterótrofos			
$bnT = 0,04 \times 1,029^{T-20}$ (1/dias)	0,03	0,03	
Ef = Edad del fango mínima (dias)			
unmT = Factor de crecimiento de bacterias nitrificantes			
$unmT = u20 \times 1,123^{T-20}$	0,18	0,18	
u20 = sus valores oscilan entre 0,4 en condiciones desfaborables y 0,5 en condiciones normales	0,45	0,45	
Edad del fango mínima	9,33	9,33	dias
Edad del fango adoptada para cálculo	17,00	17,00	dias

La edad del fango, Ef, se define tambien por la fórmula :

$Ef = 1/ (1,2 . Cm^{1,23} + 0,5(B-0,6) . Cm) R/100$

En donde :

Cm = Carga másica = Kg DBO5/Kg MLSS/dia

B = SS/DBO5 en entrada al reactor biológico

En nuestro caso B =	0,51	0,29	
Resolviendo la fórmula obtenemos Cm =	0,096	0,109	kg/d/kg

COMPROBACION DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE

La concentración de la DBO5 del efluente se debe en parte a una componente soluble y en parte a los sólidos suspendidos de dicho efluente.

D-So = DBO5-En/(1+(Km.DBO5-En))/(M.Cm.1,000)	1,42	1,60	mg/l
En donde			
Tª	10,00	10,00	20,00
Km	180,00	180,00	360,00
DBO5-En (DBO5 de entrada en el reactor) =	375,00	586,50	mg/l
Km (Constante) =	270,00	270,00	$dias^{-1}$
M (Concentración de MLSS)	4,00	4,00	kg/m^3
Cm (Carga másica)	0,096	0,109	kg/d/kg
DBO5 de los sólidos del efluente decantado =SS efluente x f(Cm)	8,69	9,22	mg/l
SS en el efluente decantado	35,00	35,00	mg/l
f(CM) : Factor de carga $=0,8*Cm^{1/2}$	0,25	0,26	
Concentración total teórica de DBO5 en el efluente =	**10,12**	**10,83**	**mg/l**
Rendimiento teórico obtenido =	**97%**	**98%**	

VOLUMEN DEL REACTOR

Volumen del reactor MINIMO NECESARIO V = DBO5/(M x Cm) =		7.077,81	7.261,45	m^3
	M =	4,00	4,00	kg/m^3
	Cm =	0,096	0,109	kg/d/kg
Proporción de la zona anóxica adoptada		0,25	0,25	
Volumen de la zona anóxica		1.769,45	1.815,36	m^3
Nº de reactores		2,00	2,00	Uds
Volumen unitario		3.538,91	3.630,73	m^3
Volumen unitario de la zona anóxica =		884,73	907,68	m^3
Altura de agua adoptada		5,00	5,00	m
Altura de resguardo adoptada		0,50	0,50	m
Altura total adoptada		5,50	5,50	m

CARACTERISTICAS DEL REACTOR ADOPTADO

Nº de reactores	**2,00**	**2,00**	**ud**
Tipo	**Canal**	**Canal**	
Longitud recta	**41,50**	**41,50**	**m**
Longitud total	**61,50**	**61,50**	m
Ancho de canal	**10,00**	**10,00**	**m**
Altura de lámina de agua	**5,00**	**5,00**	**m**
Altura de resguardo	**0,50**	**0,50**	**m**
Altura total	**5,50**	**5,50**	**m**
Volumen unitario	**5.720,00**	**5.720,00**	**m^3**
Volumen total	**11.440,00**	**11.440,00**	**m^3**
Tiempo de retención a Qmedio (SIN RECIRCULACION)	**37,71**	**51,09**	**h**
Tiempo de retención a Qpunta (SIN RECIRCULACION)	**15,71**	**21,29**	**h**
CARGA MASICA REAL (kg DBO5/Kg MLSS)	***0,060***	***0,069***	***kg/d/kg***
CONCENTRACION DEL LICOR MEZCLA	***4,00***	***4,00***	***kg/m^3***

FANGOS EN EXCESO

Según HUISKEN Peso diario de fangos en exceso Fe = $1,2 \times Cm^{0,23}$ x DBO5 eliminada

DBO5eliminada =	2.548,00	3.017,50	kg/dia
$Cm^{0,23}$ =	0,52	0,54	
$1,2 \times Cm^{0,23}$ =	0,63	0,65	
Peso teórico diario de fangos en exceso =	1.598,77	1.956,98	Kg/dia
Conversión de DBO5 en fangos en exceso =	0,63	0,65	
Por seguridad adoptamos	0,80	0,80	
Peso de fangos en exceso adoptado	2.038,40	2.414,00	kg/dia
Concentración media prevista de los fangos extraidos	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos a eliminar	254,80	301,75	m^3/d
Edad del fango real	22,45	18,96	dias

NITRIFICACION - DESNITRIFICACION

La máxima concentración de nitrógeno cono nitrato que podría desnitrificarse en la zona anóxica prevista, viene dada por la expresión

$Dc = Sbi * (fbs * (1-P*Y)/2,86 + Y*E*K2*Fx/(1+bHT*E))$

	Siendo:		
Sbi =Concentr. DQO biodegradable en afluente	914,40	913,28	mg/l
fbs =Relación DQO rap-biod y DQO biodegrad. 0,33 para agua decantada 0,24 no decant.	0,33	0,33	
P =Relación DQO/VSS de la masa de fangos	1,50	1,50	mg DQO/mg VS
Y =Coef. crecimiento bacterias heterótrofas	0,45	0,45	mg VSS/mg DQO
E =Edad del fango biológico	17,00	17,00	días
K2 =Coeficiente de desnitrificación = $0,1*1,08^{T-20}$	0,08	0,08	$N\text{-}NO_3H/mgVA$
Fx =Fracción de los MLSS en zona anóxica	0,25	0,25	
bhT =Coef. decrecimiento bacterias heterótrofas $0,24*1,029^{T-20}$	0,19	0,19	l/día
T =Temp. (°C) del proceso de nitrificación	12,00	12,00	°C
Dc (1)	**67,06**	**66,98**	**mg/l**
	488,18	359,92	kg/dia

La concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica viene dada por la expresión
$Na = (Knt * (bnT + 1/E))/(unmT*(1-fx)-(bnt+1/E))$

Siendo

Knt =Coeficiente de saturación para la nitrifiación $1,123^{T-20}$	0,40	0,40	mg $N\text{-}NH_3$/l
bnT =Coeficiente decrecimiento de las bacterias nitrificantes para respiración endógena $0,04*1,029^{T-20}$	0,03	0,03	l/día
Ef =Edad del fango	17,00	17,00	días
unmT =factor crecimiento bacterias nitrificantes $u20 * 1,123^{T-20}$	0,18	0,18	l/dia
Tomando u20 =	0,45	0,45	l/dia
fx =fracción de los MLSS en zona anóxica	0,25	0,25	
T °C del proceso de nitrificación	12,00	12,00	
Na (mg $N\text{-}NH_3$/l)	0,84	0,84	mg/l
	6,10	4,50	kg/dia

Por otra parte, el Nitrógeno en el agua residual puede fraccionarse de la siguiente manera :

Concentración total de NTK de entrada	73,15	77,40	mg/l
(a) N orgánico insoluble (decantable) = 10%	7,32	7,74	mg/l
(b) N orgánico soluble no biodegradable = 2%	1,46	1,55	mg/l
(c) N orgánico soluble biodegradable = 2%	1,46	1,55	mg/l

N3 = Cantidad asimilada por los fangos biológicos y eliminada con los fangos en exceso. Depende de la edad del fango y oscila entre 8,6 y 2,9 g/100 gDBO5 eliminada. Adoptamos :

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30
22,00	4,10

N eliminado (g N3/ 100 g DBO5)	4,10	4,10	$gN_3/100\ g\ DBO_5$
En nuestro caso N3 eliminado	104,47	123,72	kg/dia
(d)	14,35	23,02	mg/l
Nitrógeno eliminado por Kg de sólidos en el efluente	0,05	0,05	kg/ Nelim/kg Fe
Concentración de los sólidos en el efluente	35,00	35,00	mg/l
(e)	1,75	1,75	mg/l
Nitrógeno eliminado con los sólidos en el efluente	12,74	9,40	kg/dia
N-NTK en el efluente = Na + b +c +e =	5,51	5,68	mg/l
=	40,14	30,54	kg/dia
N-NTK que puede oxidarse			
N-NTKox = NTK - a -b - c -d - Na	47,72	42,70	mg/l
	347,42	229,50	kg/dia
N-NTKox que es necesario desnitrificar para obtener en el efluente			
N Total <	15,00	15,00	mg/l
N-NO3+N-NO2 influente	0,00	0,00	mg/l
N-NTKox desnitrificado = N-NTKox-(N Total efluente-NTK efluente)			
+ N-NO3+N-NO2	38,24	33,39	mg/l
	278,37	179,43	kg/dia

Dado que las necesidades de desnitrificación son menores que las disponibilides se considera que la zona anóxica y la edad del fango adoptadas son correctas y adecuadas para la obtención de un efluente que cumple La desnitrificación obtenida será completa

RECIRCULACION INTERNA			
La necesidad de recirculación para desnitrificación es			
R Total = (N-NTKox / N-NTK efl) - 1	218,15	184,70	%
La recirculación se produce por los recirculadores de corriente			
RECIRCULADORES DE CORRIENTE			
Ancho de canal	10,00	10,00	m
Altura de agua	5,00	5,00	m
Volumen del tanque	5.720,00	5.720,00	m^3
Concentración	4,00	4,00	kg/m^3
Sección del canal	50,00	50,00	m^2
Velocidad de flujo	0,30	0,30	m/seg
Potencia necesaria por tanque	14,30	14,30	CV
Nº de recirculadores por tanque	2,00	2,00	uds
Nº de recirculadores instalados	4,00	4,00	uds
Potencia unitaria necesaria	5,26	5,26	kW
Potencia unitaria adoptada	4,50	4,50	kW
Potencia instalada por tanque	9,00	9,00	kW
Potencia total instalada	18,00	18,00	kW
Potencia de mezcla obtenida	1,57	1,57	W/m^3
RECIRCULACION EXTERNA DE FANGOS			
Caudal medio horario	303,33	223,92	m^3/h
Caudal horario punta	728,00	537,40	m^3/h
Recirculación de fangos			
Qr = Qm*C/(Cr-C)	303,33	223,92	m^3/h
% R =Qr / Qm *100	100%	100%	
% ADOPTADO	150%	150%	
Concentración del licor mezcla	4,00	4,00	kg/m^3
Concentración del fango recirculado	8,00	8,00	kg/m^3
Caudales de recirculación teóricos	455,00	335,88	m^3/h
Nº de bombas de recirculación en servicio	2,00	2,00	uds
Nº de bombas de recirculación de reserva	1,00	1,00	uds
Nº de bombas de recirculación instaladas	3,00	3,00	uds
Caudales unitarios necesarios	227,50	167,94	m^3/h
Caudales unitarios adoptados	**155,00**	**155,00**	**m^3/h**
Caudal máximo en servico	310,00	310,00	m^3/h
Caudal máximo en reserva	155,00	155,00	m^3/h
Caudal total disponible	465,00	465,00	m^3/h
% de recirculación en servicio sobre Qmedio	102%	138%	
% de recirculación en reserva sobre Qmedio	51%	69%	
Tipo de bomba	Centrífuga sumergida		
Caudal unitario	155,00	155,00	m^3/h
Altura manométrica	2,00	2,00	mca

CALCULO DE LA AIREACION

Independientemente de la nitrificación, el peso de Oxigeno necesario para la reducción de la DBO5 es la suma de dos componentes:

O2 para la síntesis de las células bacterianas (O_1)

O2 para la respiración celular (endogénesis) (O_2)

Oxigeno de síntesis

O2 síntesis = a * P-DBO5 * R/100

siendo :

a = Coeficiente de necesidad de oxígeno para la síntesis de la materia orgánica disuelta, Kg de O2 por Kg de DBO que depende de la edad del fango y de la carga másica.

P-DBO5 = Peso de DBO5 que entra en el reactor

R = Rendimiento en eliminación de DBO previsto

Cm	a
≤ 0,05	0,66
0,10	0,65
0,15	0,63
0,20	0,59
0,25	0,57
0,30	0,56
0,40	0,53
≥ 0,5	0,50

P-DBO5 =	2.730,00	3.151,85	kg/dia
R/100 =	0,97	0,98	
O2 síntesis = a * P-DBO5 * R/100	1.753,19	2.041,82	kg/dia

Oxigeno para la respiración endógena

O2 para la respiración de la masa celular =Kre*V*M

Siendo

Kre = Coeficiente de respiración endógena; Kg de O2 por Kg de MLSS y dependiente de Cm

V = Volumen del reactor

M = Concentración de la masa celular en el reactor

Cm	Kre
0,05	0,041
0,10	0,067
0,15	0,080
0,20	0,092
0,25	0,100
0,30	0,109
0,40	0,118
0,50	0,123
0,60	0,128
0,70	0,131
0,80	0,133
1,00	0,136

V =	11.440,00	11.440,00	m^3
M=	4,00	4,00	kg/m^3
O2 para la respiración de la masa celular =	2.059,20	2.516,80	kg/dia
Necesidad MEDIA total de O2	3.812,39	4.558,62	kg/dia
O2/Kg DBO5 eliminada	1,50	1,51	
O2/Kg DBO5 entrada	1,40	1,45	

OXIGENO PARA NITRIFICACION-DESNITRIFICACION

El Oxígeno necesario para la nitrificación y la desnitrificación es la diferencia entre dos componentes.
Componente 1º. Oxígeno necesario para la oxidación total del amoniaco y del nitrógeno orgánico. ON1
Componente 2º. Oxígeno recuperado por la desnitrificación de nitritos y nitratos a nitrógeno elemental. (gas). ON2

Nitrificación

ON1 = b * NTKox

b =	4,57	4,57	kg O_2 / kg N-NTKox
NTKox =	347,42	229,50	kg/dia
ON1 =	1.587,73	1.048,79	kg O_2/dia

Desnitrificación

ON2 = d * N-NO3 red.

d =	2,80	2,80	kg O_2 / kg N-NO_3 red
N-NO3red =	278,37	179,43	kg/dia
ON2 =	779,42	502,40	kg O_2/dia

BALANCE DE LAS NECESIDADES MEDIAS TEORICAS DIARIAS DE OXIGENO

Síntesis	1.753,19	2.041,82	kg O_2/dia
Respiración endógena	2.059,20	2.516,80	kg O_2/dia
Nitrificación	1.587,73	1.048,79	kg O_2/dia
Desnitrificación	-779,42	-502,40	kg O_2/dia
TOTAL	4.620,69	5.105,01	kg O_2/dia
	1,69	1,62	

BALANCE DE LAS NECESIDADES MEDIAS TEORICAS HORARIAS DE OXIGENO

Síntesis	73,05	85,08	kg O_2/h
Respiración endógena	85,80	104,87	kg O_2/h
Nitrificación	66,16	43,70	kg O_2/h
Desnitrificación	-32,48	-20,93	kg O_2/h
TOTAL	192,53	212,71	kg O_2/h

Cálculo de necesidades de O2 por puntas

Punta de Caudal =	2,40	2,40	1,08
Punta de DBO5 teórica =	1,50	1,50	0,83
Punta de DBO5 efectiva =0,45 Pq + 0,55 Pc=	1,91	1,91	1,91

BALANCE DE LAS NECESIDADES PUNTAS TEORICAS DIARIAS DE OXIGENO

Síntesis	3.339,82	3.889,67	kg O_2/dia
Respiración endógena	2.059,20	2.516,80	kg O_2/dia
Nitrificación	3.024,63	1.997,95	kg O_2/dia
Desnitrificación	-1.484,80	-957,08	kg O_2/dia
TOTAL	6.938,85	7.447,34	kg O_2/dia
	2,54	2,36	

BALANCE DE LAS NECESIDADES PUNTAS TEORICAS HORARIAS DE OXIGENO

Síntesis	139,16	162,07	kg O_2/h
Respiración endógena	85,80	104,87	kg O_2/h
Nitrificación	126,03	83,25	kg O_2/h
Desnitrificación	-61,87	-39,88	kg O_2/h
TOTAL	289,12	310,31	kg O_2/h

CAPACIDAD DE OXIGENACION

El aporte específico de los sistemas de aireación se establece en condiciones standard de laboratorio, por lo que es necesario calcular la capacidad real de oxigenación requerida, **OC**

$$OC = OR^{*}Cs10(Cs-Cl)^{-1} * (D10/DT)^{1/2} * (Po/Ph)^{*} a^{-1}$$

siendo :

Cs10 =Concentración de la saturación de oxígeno de agua pura a 10 °C =	11,33	11,33	mg/l
Cs = Concentración de la saturación de oxígeno en el reactor a la temperatura del licor mezcla; en nuestro caso T=	12,00	12,00	°C
Cs = b * Cst			
b =	0,95	0,95	
Cst =	8,95	8,95	
Cs =	8,50	8,50	
Cl = Concentración de O2 a mantener en el licor mezcla =	2,00	2,00	mg/l
$(Cs-Cl)^{-1}$ =	0,15	0,15	
D10 y DT = Coeficientes de difusión de O2 a 10°C y T de cálculo.			
$(D10/DT)^{1/2}$ =	0,80	0,80	
Po = Presión atmosférica al nivel del mar =	760,00	760,00	mm Hg
Ph = Presión atmosférica a la altura de la EDAR. 1 mm Hg menos por cada 11 m. de altura sobre el nivel del mar			
Altura de la EDAR	600,00	600,00	m
Ph =	705,45	705,45	mm Hg
Po/Ph =	1,08	1,08	
a = Coeficiente de intercambio entre MLSS y agua pura =			
para difusores; a =	0,75	0,75	
1/a =	1,33	1,33	
OC = OR *	2,00	2,00	
OR / OC =	0,50	0,50	
Aplicando este cociente a las necesidades de O2			3,39
Necesidad media teórica diaria	9.251,88	10.221,62	kg O_2/dia
Necesidad media teórica horaria	385,50	425,90	kg O_2/h
			5,09
Necesidad punta teórica diaria	13.893,45	14.911,60	kg O_2/dia
Necesidad punta teórica horaria	578,89	621,32	kg O_2/h

SISTEMA DE AIREACION

CALCULO DE LOS DIFUSORES

Difusores de burbuja fina de membrana

El aire atmosférico contiene un 20,9% de Oxígeno en volumen (23,9% en peso. Su densidad es de 1,248 Kg/M3 a 10ºC y a presión atmosférica.

Peso de O2 / M3 de aire =	0,30	0,30	kg O_2/m^3 aire

El rendimiento de los difusores de membrana de burbuja elegidos depende de la profundidad de sumergencia y del caudal de aire suministrado por difusor.

	Q unitario	Q unitario	Rto en %/m. De profur
Nm^3/h	2,00	2,00	5,90
Nm^3/h	3,00	3,00	5,50
Nm^3/h	4,00	4,00	5,10
Nm^3/h	5,00	5,00	4,70
Caudal unitario adoptado =	4,00	4,00	Nm^3/h
Altura de agua del reactor =	5,00	5,00	m
Altura de agua sobre el difusor =	4,75	4,75	m
Rendimiento estimado =	24,23	24,23	%
Rendimiento adoptado =	***24%***	***24%***	

NECESIDADES DE AIRE

Media horaria =	5.354,10	5.915,29	Nm^3/h
Punta horaria =	8.040,19	8.629,40	Nm^3/h

SOPLANTES

Nº de soplantes en servicio =	**2,00**	**2,00**	**Uds**
Nº de soplantes de reserva =	**1,00**	**1,00**	**Uds**
Nº de soplantes instaladas =	**3,00**	**3,00**	**Uds**
Caudal unitario necesario =	4.020,10	4.314,70	Nm^3/h
Caudal unitario adoptado =	**3.600,00**	**3.600,00**	**Nm^3/h**
Caudal total en servicio =	7.200,00	7.200,00	Nm^3/h
Caudal en reserva =	3.600,00	3.600,00	Nm^3/h
Caudal total disponible =	10.800,00	10.800,00	Nm^3/h

DIFUSORES

Caudal unitario estimado =	6,00	6,00	Nm^3/h
Nº de difusores necesarios =	1.200,00	1.200,00	Uds
Nº de difusores instalados =	**1.200,00**	**1.200,00**	**Uds**
Nº de difusores por reactor =	600,00	600,00	Uds
Caudal real unitario a Qpunta	6,00	6,00	Nm^3/h
Caudal real unitario a Qmedio	4,46	4,93	Nm^3/h

ELIMINACION BIOLOGICA DEL FOSFORO **DISEÑO** **REAL**

Dada la necesidad de eliminación de Fósforo, se prevé una cámara anaerobia previa al tratamiento biológico (selector), anterior a la cámara anóxica, para permitir el desarrollo de la cepa bacteriana acinetobacter y posibilitar la eliminación biológica del Fósforo. Los fangos biológicos se recircularán directamente a esta cámara. El agua pretratada entrará al selector en el que se mezclará con los fangos recirculados.

Todos los investigadores independientes recalcan el carácter relativamente aleatorio del proceso, por lo que la eliminación biológica del Fósforo debe considerarse como un medio de economizar reactivos de precipitación química, existiendo la posibilidad de recurrir, más o menos ocasionalmente, a una precipitación química complementaria. Se prevén por tanto los equipos de dosificación y almacenamiento de Cloruro Férrico como sistema complementario y alternativo de emergencia.

DATOS DE PARTIDA	**DISEÑO**	**REAL**	
CAUDALES			
Caudal diario	**7.280,00**	**5.374,00**	m^3/d
Caudal promedio	303,33	223,92	m^3/h
Caudal punta	728,00	537,40	m^3/h
DBO5			
Carga diaria de entrada	2.730,00	2.521,48	kg/dia
Concentración de entrada	**375,00**	**469,20**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	182,00	134,35	kg/dia
Concentración máxima de salida	**25,00**	**25,00**	mg/l
Carga diaria eliminada	2.548,00	2.387,13	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada	65,52	85,98	kg/dia
Concentración de entrada estimada	**9,00**	**16,00**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	14,56	10,75	kg/dia
Concentración máxima de salida	**2,00**	**2,00**	mg/l
Carga diaria eliminada	**50,96**	**75,24**	kg/dia
Rendimiento mínimo exigido	0,78	0,88	
Rendimiento mínimo porcentual exigido	0,78	0,88	

Reduccion del fósforo por asimilación de los fangos activos

Concentración DBO5 de entrada al biologico	375,00	469,20 mg/l
Fbs = 0,33 para agua decantada / 0,.24 para agua no decantada 0,24	0,33	0,33
DBO5 rápidamente biodegradable (DBO5r)	123,75	154,84 mg/l
Recirculación	1,20	1,20
DBO5 rápidamente biodegradable a deducir de la que entra en el reactor anaerobio por posible presencia, aún en muy bajas concentraciones, de oxígenos y de nitratos:	5,63	7,04 mg/l
DBO5 rápidamente biodegradable en el reactor anaerobio (DBO5ran = (DBO5r- 8) / (1+R):	53,69	67,18 mg/l

El factor de propensión Pf de Marais, viene dado por la expresión: Pf = (DBO5ran - 13) x fxa , siendo fxa la fracción de fangos activados en fase anaerobia con relación a la masa total de fangos. Los valores recomendados por Marais son los siguientes:

DBO5 (disuelta) < 135 mg/litro a: 0,20 a 0,25
135 mg/litro < DBO5 d < 230 mg/litro a: 0,15 a 0,20
DBO5 d > 230 mg/litro a: 0,10 a 0,15

La recirculación de fangos se realizará a cabecera de la cámara de desfosfatación, y el caudal de agua pretratada entrará en el selector.

En nuestro caso, podemos suponer DBO5 d = 2/3 de la DBO5 de entrada:	250,00	312,80 mg/l

El selector se proyecta con el fin de asegurar una eliminación eficiente del Fósforo por vía biológica, así como una buena sedimentación de los fangos.

En el selector se producen condiciones favorables para que los microorganismos acumulen mas Fósforo en sus células que otros microorganismos en condiciones aerobias. Esto significa que una gran parte del contenido de Fósforo en las aguas residuales se puede incorporar a los fangos, reduciendo así la cantidad de productos químicos utilizada en la precipitación.

En el selector, las aguas residuales pretratadas se mezclan con los fangos biológicos recirculados. Esto da como resultado una alta carga de fangos, que promueve el desarrollo de los microorganismos con una buena capacidad de sedimentación de los fangos. Al mismo tiempo, la absorción / degradación del substrato que se produce limita el desarrollo de microorganismos filamentosos y reduce con eficacia el riesgo de grandes volúmenes de fango.

CAMARA ANAEROBIA

Nº de lineas adoptadas	1,00	1,00 ud
Altura util	**5,00**	**5,00 m**
Altura de resguardo	0,50	0,50 m
Altura total	5,50	5,50 m

SELECTOR

Tiempo de retención de cálculo a caudal medio	150,00	150,00 min
Volumen de cálculo	758,33	559,79 m^3
Dimensiones		
Largo	**12,00**	**12,00 m**
Ancho	**10,00**	**10,00 m**
Superficie adoptada	120,00	120,00 m^2
Volumen adoptado	600,00	600,00 m^3
Tiempo de retención real a caudal medio	118,68	160,77 min

Potencia para agitación

Para determinar la potencia necesaria para mantener en suspensión los sólidos del licor mixto, utilizaremos la siguiente expresión: P = 8,125 ln M - 48,75 =

Siendo M =	3.000,00	3.000,00	mg/l
P =	16,30	16,30	W/m^3
Pt =	9.781,04	9.781,04	W
N° de agitadores instalados	2,00	2,00	ud
Potencia unitaria	5.000,00	5.000,00	W
Potencia total	10.000,00	10.000,00	W
Volumen total de la cámara anaerobica	**600,00**	**600,00**	**m^3**
Tiempo total de retención a caudal medio	118,68	160,77	min
Cálculo del P eliminado			
Volumen Oxico + Anóxico del reactor biológico	11.440,00	11.440,00	m^3
Volumen total de la cámara anaerobica	600,00	600,00	m^3
Volumen total del reactor (Anaerobico+Anoxico+Oxico)	12.040,00	12.040,00	m^3
fxa adoptado	4,98%	4,98%	
Pf = (DBO5ran - 13) * fax	2,03	2,70	mg/l
Edad del fango adoptada en el reactor	22,45	18,96	dias
PD = Fósforo eliminado biológicamente (gr de P/100 gr de DBO5 eliminada)			
PD =(0,35 -0,29 x e^(-0,40 Pf)) x 71/(1+0,16 Ef)	5,40	6,16	gr P/100 grDE
DBO5 eliminada	350,00	444,20	mg/l
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa activa)	18,91	27,37	mg/l
P contenido en la materia orgánica inerte			
P MOI = (0,034 / (0,16+1/Ef))+0,225	0,39	0,38	gr P/100 grDE
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa inerte)	1,37	1,71	mg/l
P entrada	9,00	16,00	mg/l
P salida	0,00	0,00	mg/l
Fangos biologicos en exceso	2.038,40	2.414,00	kg/dia
Kg de P que salen con los fangos en exceso	147,62	156,25	kg/dia
P eliminado con los fangos en exceso	0,07	0,06	kg P /kg Fe
P en el efluente debido a los SS	2,53	2,27	mg/l
P decantable en decantación secundaria	0,90	1,60	mg/l
P en el efluente	1,63	0,67	mg/l
Rendimiento de eliminación biológica del P	81,8%	95,8%	

ELIMINACION DEL FOSFORO POR VIA QUIMICA
DOSIFICACION CLORURO FERRICO

Al objeto de obtener una concentración máxima de 2 mg/l de P en el efluente, se proyecta una instalación de almacenamiento y dosificación de cloruro férrico para su utilización en caso de emergencia.

Cargas de P en el agua bruta			
Concentración de P en agua bruta	9,00	16,00	mg/l
Carga de P en agua bruta	65,52	85,98	kg/dia
Cargas de P en el efluente tratado			
(p) Concentración de P en el efluente tratado	2,00	2,00	mg/l
Cargas de P en el efluente tratado	14,56	10,75	kg/dia
Reduccion del fósforo por asimilación de los fangos activos			
(a) P sedimentable (10%)	0,90	1,60	mg/l
DBO5 eliminada	2.548,00	2.387,13	kg/dia
Fangos biologicos en exceso	2.038,40	2.414,00	kg/dia
% de MV de los Fangos en exceso	65%	65%	
MV de los Fangos en exceso	1.324,96	1.569,10	kg/dia
P eliminado con los fangos biológicos en exceso. Para una Ef de 18 dias y con nitrificación-desnitrificación =	1,20	1,20	gr P/100 grDE
P eliminado con los Fe	30,58	28,65	kg/dia
(b) P eliminado con los Fe	4,20	5,33	mg/l
% respecto a la MV de los fangos biológicos	2,31%	1,83%	
(c) P eliminado con los SS del efluente	0,53	0,42	mg/l
Cantidad de fósforo a eliminar por via quimica			
P -p-(a)-(b)+(c)	2,43	7,48	mg/l
Cantidad de P eliminada	17,65	40,22	kg/dia
Precipitación quimica			
P a precipitar quimicamente	**17,65**	**40,22**	**kg/dia**
Producto a emplear	Cloruro férrico		
Datos del producto			
Forma de suministro	liquido		
Tipo de reactivo	cloruro férrico		
Riqueza	40%	40%	
Densidad	1,43	1,43	
Tipo de suministro	camión cisterna		

Dosificación			
Dosificación media (mol Fe/mol P a eliminar)	1,50	1,50	mol/mol
Peso molecular del Fe	55,80	55,80	gr/mol
Peso molecular del Cl	35,45	35,45	gr/mol
Peso molecular del Cl3Fe	162,15	162,15	gr/mol
Peso molecular del P	31,00	31,00	gr/mol
Peso molecular del FePO4	150,80	150,80	gr/mol
Peso molecular del Fe(OH)3	106,80	106,80	gr/mol
Relación molar en peso Fe/P	1,80	1,80	kg/kg
Kg Fe / Kg P eliminado	2,70	2,70	kg/kg
Dosificación media de Fe	47,67	108,60	kg/dia
Dosificación media de Cl3Fe puro	138,51	315,60	kg/dia
Dosificación media de CL3Fe comercial	346,28	788,99	kg/dia
=	14,43	32,87	kg/h
Consumos horarios de producto comercial			
Caudal de dosificación medio	10,09	22,99	l/h
Producto comercial consumido	242,16	551,74	l/dia
Autonomía requerida a dosis máxima	15,00	15,00	dias
Almacenamiento requerido	3.632,33	8.276,12	l
Almacenamiento			
Forma de suministro	camión cisterna		
Estado de suministro	líquido		
Sistema de trasvase	Bombeo		
Nº de bombas a instalar	1,00	1,00	Ud
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	Ud
Caudal unitario	10.000,00	10.000,00	l/h
Altura manométrica	10,00	10,00	m.c.a.
Potencia unitaria	1,00	1,00	kW
Sistema de almacenamiento	DEPOSITO EXISTENTE		
Nº de depósitos a instalar	0,00	0,00	Ud
Nº de depósitos en servicio	1,00	1,00	Ud
Material	PRFV	PRFV	
Dimensiones			
Diámetro	**3,00**	**3,00**	**m**
Altura	**3,00**	**3,00**	**m**
Capacidad unitaria	**21,20**	**21,20**	**m^3**
Capacidad total	**21,20**	**21,20**	**m^3**
Tiempo real de almacenamiento	**87,53**	**38,41**	**dias**
Control de nivel	medidor de nivel con interruptor de mínima con alarma		
Dosificación			
	BOMBAS DOSIFICADORAS EXISTENTES		
Tipo de dosificación	volumétrica		
Control	proporcional al caudal		
Dosificador	bomba de membrana		
Nº de unidades a instalar	2,00	2,00	Ud
Nº de unidades en servicio	1,00	1,00	Ud
Caudal medio unitario necesario	10,09	22,99	l/h
Caudalmáximo unitario adoptado	**50,00**	**50,00**	**l/h**
Altura manométrica	30,00	30,00	mca
Potencia unitaria	25,00	25,00	W
Diámetro conducción	25,00	25,00	mm

PRODUCCION DE FANGOS DEBIDO A LA PRECIPITACION DEL P

Peso de fósforo a eliminar medio:	17,65	40,22 kg/d
Fe (según ATV A-131) 6,8 Kg Fe/Kg Peliminado	120,05	273,52 kg/d
Moles del fósforo eliminados:		
X x 1000 gr/d	569,48	1.297,55 moles/d
31 gr/mol		
Moles PO4Fe formados:	569,48	1.297,55 moles/d
Peso de PO4Fe formado (151 gr/mol):	85,99	195,93 kg/d
Moles Fe (OH)3 formados*:	569,48	1.297,55 moles/d
Peso de Fe (OH)3 formado (106,8 gr/mol):	60,82	138,58 kg/d
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	146,81	334,51 kg/día
Concentración:	8,00	8,00 kg/m^3
Volumen diario:	18,35	41,81 m^3/d

DECANTACION SECUNDARIA		**DISEÑO**	**REAL**
Nº de líneas		2,00	2,00 ud
Caudal medio horario		303,33	223,92 m^3/h
Caudal punta horario		728,00	537,40 m^3/h
Caudal medio por decantador		151,67	111,96 m^3/h
Caudal punta por decantador		364,00	268,70 m^3/h
CALCULO SEGÚN LA NORMA ALEMANA ATV-A131			
DIAMETRO			
qSV =	carga volumértrica de fangos	450,00	450,00 $l/m^2/h$
SVI =	indice volumétrico de fangos	150,00	125,00 ml/gr
M =	concentración en el reactor	4,00	4,00 mg/l
CSV = M x SVI	volumen comparativo de fangos	600,00	500,00 l/m^3
qA = qSV / CSV =	carga hidraulica	0,75	0,90 $m^3/m^2/h$
RV =	relación de recirculación	1,02	1,38
DSRS =	concentración de fangos recirculados	8,00	8,00 g/l
DSTF =	concentración de fangos en el fondo decantador	8,89	8,89 g/l
tE = (DSTF x SVI /1000)^3 =	tiempo de estancia	2,37	1,37 h
C = 300 tE + 500 =	Concentración Empírica	1.211,11	911,52 l/m^3
S = Qp / qA	Superficie unitaria mínima necesaria	485,33	298,56 m^2
Di =	Diámetro estricto unitario	24,86	19,50 m
Nº de decantadores		2,00	2,00 ud
Diámetro adoptado		20,00	20,00 m
Superficie unitaria real adoptada		314,00	314,00 m^2
Carga hidraulica real a caudal medio		0,48	0,36 $m^3/m^2/h$
Carga hidraulica real a caudal punta		1,16	0,86 $m^3/m^2/h$
ALTURA			
El calado del decantador a 1/3 del centro es la suma de las siguientes alturas			
h1 =	valor constante	0,50	0,50 m
h2 = altura de la zona de separación de sólidos			
h2 = 0,5qA(1+RV)/(1-CSV/1000)		2,93	2,04 m
h3 = altura de seguridad por lluvias			
h3 = 0,45qSV(1+RV)/500		0,82	0,97 m
h4 =	altura de la zona de espesamiento		
H4 = qSV x te x (1+RV) / C		1,78	1,61 m
Con estos valores obtenemos	HT =	6,03	5,12
Teniendo en cuenta que existe un aliviadero de pluviales no consideramos h3			
	HT =	5,21	4,16 m
En vertical de vertedero con pendiente en el fondo de un 10%			
H_{vert}		4,88	3,82

Unidades instaladas	**2,00**	**2,00**	**Ud**
Diámetro adoptado	**20,00**	**20,00**	**m**
Altura bajo vertedero adoptada	**3,60**	**3,60**	**m**
Tipo de decantador	Rasquetas	Rasquetas	
Superficie unitaria	314,00	314,00	m^2
Volumen unitario por decantador	1.235,07	1.235,07	m^3
Longitud vertedero	62,83	62,83	m
Velocidad ascensional real a caudal medio	0,48	0,36	m/h
Velocidad ascensional real a caudal máximo	1,16	0,86	m/h
Tiempo de retención a caudal medio	8,14	11,03	h
Tiempo de retención a caudal medio necesario	> 3,5	> 3,5	h
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal medio	1,93	1,43	$kg/m^2/h$
Carga s. por unid. de superficie nec. a caudal medio exigida	<2	<2	$kg/m^2/h$
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal punta	4,64	3,42	$kg/m^2/h$
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal punta exigida	< 4	< 4	$kg/m^2/h$
Carga sobre vertedero a caudal medio < 5	2,42	1,78	m^3/ml h
Carga sobre vertedero a caudal punta < 10	5,80	4,28	m^3/ml h

BOMBEO DE ESPUMAS Y FLOTANTES

Sistema de barrido	Barredor superficial adosado al puente del dec.		
Sistema de recogida	Tolva		
Sistema de evacuación	A concentrador de grasas		
Tipo de bomba	Centrifuga sumergible		
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00	ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	uds
Caudal unitario	10,00	10,00	m^3/h
Altura manometrica	10,00	10,00	m.c.a.
Destino de las espumas y flotantes	Concentrador de grasas		

TRATAMIENTO DE FANGOS

BALANCE DE FANGOS EN EXCESO	**DISEÑO**	**REAL**	
FANGOS PRIMARIOS			
Producción diario total de fangos	1.892,80	1.711,62	Kg MS/dia
Concentración del fangos sedimentado	10.000,00	10.000,00	gr/m3
Volumen de la producción diario de fangos	189,28	171,16	m3/dia
BOMBEOS DE FANGOS PRIMARIOS			
Tiempo de purga	12,00	12,00	h/d
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00	ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	ud
Caudal de purga teórico	15,77	14,26	m3/h
Caudal de la bomba adoptado	24,00	24,00	m3/h
TAMIZADO DE FANGOS PRIMARIOS			
Caudal de fangos a tamizar	24,00	24,00	m3/h
Equipo de tamizado	tamiz rotativo		
caudal nominal del equipo	50,00	50,00	m3/h
Luz de paso	3,00	3,00	mm
FANGOS EN EXCESO DERIVADOS DE LA DBO			
Peso de DBO5 que entran al biológico	2.730,00	3.151,85	kg/dia
Peso de DBO5 que sale del biológico	182,00	134,35	kg/dia
Peso de DBO5 eliminada	2.548,00	3.017,50	kg/dia
Fangos biológicos en exceso	2.038,40	2.414,00	kg/dia
Concentración del fango purgado del decantador 2º	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos biológicos purgados	254,80	301,75	m^3/dia
FANGOS DERIVADOS DE LA ELIMINACION DEL P			
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	146,81	334,51	kg/dia
Concentración del fango purgado	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos debidos a la eliminación del P	18,35	41,81	m^3/dia
BOMBEOS DE FANGOS BIOLÓGICOS			
Volumen de fangos a purgar	273,15	343,56	m^3/dia
Lugar de envio	Espesamiento por gravedad		
Forma de envio	Bombeo		
Tipo de bomba	Centrífuga sumergible		
Tiempo de purga	12,00	12,00	h/d
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00	ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	ud
Caudal de purga teórico	22,76	28,63	m^3/h
Caudal mínimo de la bomba	22,76	28,63	m^3/h
Caudal de la bomba adoptado	**30,00**	**30,00**	**m^3/h**
Altura manométrica	10,00	10,00	mca
Sistema de control	Temporizado-programado		

ESPESAMIENTO DE FANGOS

En la actualidad existe un solo espesador de fangos, que fue diseñado para espesar unicamente los fangos biológicos, de 11,0 m de diámetro. Logicamente este espesador es insuficiente para procesar la totalidad de fangos primarios y biológicos tal y como se comprueba a continuación. Debido a los problemas de espesamiento y secado que tiene, el explotador ha solicitado la construcción de un depósito tampón de 150 m3 de capacidad para poder manejar los fangos espesados y esta idea es la que hemos considerado inicialmente. Sin embargo pensamos que la solución del depósito tampón es válida para el momento actual, en el que a la planta le entran 5.374 m3/día de media frente a los 7.272 m3/día para los que ha sido diseñada pero resultará insuficiente cuando el caudal de entrada coincida con el de diseño. en consecuencia proponemos utilizar el espesador existente solo para los fangos primarios y proyectar un nuevo espesador para los fangos biológicos situado junto a l pozo de fangos secundarios. El nuevo espesador dispondrá de un conjunto de bombas de tornillo adosadas a él para la impulsión de los fangos espesados a las centrífugas. Esta solución permite además el tratamiento por separado de los fangos primarios y biológicos desde la purga hasta la deshidratación.

Tipo de espesador existente	Por gravedad		
Fangos a espesar	4.078,01	4.460,13	kg/dia
Concentración promedia	8,82	8,67	kg/m^3
Volumen de fangos a espesar	462,43	514,73	m^3/dia
Caudal de espesamiento horario	54,00	54,00	m^3/h
PARAMETROS DE CALCULO			
Carga de sólidos <	30,00	30,00	kg/m^2/dia
Carga hidraulica <	0,45	0,45	m^3/m^2/h
Tiempo de retención de fangos >	24,00	24,00	h
Concentración fango espesado <	30,00	30,00	gr/l
Número de espesadores	**1,00**	**1,00**	**ud**
Tipo = rasquetas con picket-fence vertical central			
Accionamiento = central			
Superficie mínima necesaria	135,93	148,67	m^2
Por carga hidraulica	66,67	66,67	m^2
Por carga de sólidos	135,93	148,67	m^2
Diametro mínimo necesario	13,16	13,76	m
Diámetro adoptado	**11,00**	**11,00**	**m**
Superficie real unitaria	94,99	94,99	m^2
Superficie real	94,99	94,99	m^2
Carga de sólidos máxima real	42,93	46,96	kg/m^2/dia
Carga hidraulica real	0,32	0,32	m^3/m^2/h
Pendiente del fondo	13,00	13,00	%
Volumen a tratar	462,43	514,73	m^3/dia
Concentración de fangos espesados	30,00	30,00	kg/m^3
Concentración promedia	15,00	15,00	kg/m^3
Volumen total necesario	369,95	411,78	m^3
Volumen unitario necesario	369,95	411,78	m^3
Altura util mínima	3,89	4,34	m
Altura util adoptada	**4,00**	**4,00**	**m**
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	**4,50**	**4,50**	**m**
Capacidad real unitaria	402,58	402,58	m^3
Capacidad real total	402,58	402,58	m^3
Tiempo de retención hidraúlico	0,87	0,78	dias
Tiempo de retención de sólidos	1,48	1,35	dias
Volumen de fangos espesados	135,93	148,67	m^3/dia
Concentración del fango espesado	30,00	30,00	kg/m^3

PRODUCCION DE SOBRENADANTES

Volumen de sobrenadante de los espesadores	326,50	366,05	m3/día
Destino de los sobrenadantes	Red de sobrenadantes		

Tal y como hemos mencionado anteriormente, el espesador existente es insuficiente para los fangos en exceso que se producen.

A continuación vamos a comprobar la idoneidad del espesador solo para los fangos primarios y a continuación calcular el espesador necesario para los fangos biológicos.

COMPROBACIÓN DEL ESPESADOR PARA LOS FANGOS PRIMARIOS

Tipo de espesador existente	Por gravedad		
Fangos a espesar	1.892,80	1.711,62	kg/dia
Concentración promedia	10.000,00	10.000,00	kg/m^3
Volumen de fangos a espesar	189,28	171,16	m^3/dia
Caudal de espesamiento horario	24,00	24,00	m^3/h
PARAMETROS DE CALCULO			
Carga de sólidos <	30,00	30,00	kg/m^2/dia
Carga hidraulica <	0,45	0,45	m^3/m^2/h
Tiempo de retención de fangos >	24,00	24,00	h
Concentración fango espesado <	30,00	30,00	gr/l
Número de espesadores	**1,00**	**1,00**	**ud**
Tipo = rasquetas con picket-fence vertical central			
Accionamiento = central			
Superficie mínima necesaria	63,09	57,05	m^2
Por carga hidraulica	53,33	53,33	m^2
Por carga de sólidos	63,09	57,05	m^2
Diametro mínimo necesario	8,97	8,53	m
Diámetro adoptado	**11,00**	**11,00**	**m**
Superficie real unitaria	94,99	94,99	m^2
Superficie real	94,99	94,99	m^2
Carga de sólidos máxima real	19,93	18,02	kg/m^2/dia
Carga hidraulica real	3,44	3,85	m^3/m^2/h
Pendiente del fondo	13,00	13,00	%
Volumen a tratar	189,28	171,16	m^3/dia
Concentración de fangos espesados	30,00	30,00	kg/m^3
Concentración promedia	15,00	15,00	kg/m^3
Volumen total necesario	151,42	136,93	m^3
Volumen unitario necesario	151,42	136,93	m^3
Altura util mínima	1,59	1,44	m
Altura util adoptada	**4,00**	**4,00**	**m**
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	**4,50**	**4,50**	**m**
Capacidad real unitaria	402,58	402,58	m^3
Capacidad real total	402,58	402,58	m^3
Tiempo de retención hidráulico	2,13	2,35	dias
Tiempo de retención de sólidos	3,19	3,53	dias
Volumen de fangos espesados	63,09	57,05	m^3/dia
Concentración del fango espesado	30,00	30,00	kg/m^3
PRODUCCION DE SOBRENADANTES			
Volumen de sobrenadante de los espesadores	126,19	114,11	m3/dia
Destino de los sobrenadantes	Red de sobrenadantes		

El espesador existente es adecuado par los fangos primarios en la fase actual y aún dispone de capacidad para espesar los fangos producidos en el supuesto de que sea necesario usar el tratamiento

CÁLCULO DEL ESPESADOR PARA LOS FANGOS BIOLÓGICOS

Tipo de espesador proyectado	Por gravedad		
Fangos a espesar	2.185,21	2.748,51	kg/dia
Concentración promedia	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos a espesar	273,15	343,56	m^3/dia
Caudal de espesamiento horario	30,00	30,00	m^3/h
PARAMETROS DE CALCULO			
Carga de sólidos <	30,00	30,00	kg/m^2/dia
Carga hidraulica <	0,45	0,45	m^3/m^2/h
Tiempo de retención de fangos >	24,00	24,00	h
Concentración fango espesado <	30,00	30,00	gr/l
Número de espesadores	**1,00**	**1,00**	**ud**
Tipo = rasquetas con picket-fence vertical central			
Accionamiento = central			
Superficie mínima necesaria	72,84	91,62	m^2
Por carga hidraulica	66,67	66,67	m^2
Por carga de sólidos	72,84	91,62	m^2
Diametro mínimo necesario	9,63	10,80	m
Diámetro adoptado	**11,00**	**11,00**	**m**
Superficie real unitaria	94,99	94,99	m^2
Superficie real	94,99	94,99	m^2
Carga de sólidos máxima real	23,01	28,94	kg/m^2/dia
Carga hidraulica real	1,33	1,20	m^3/m^2/h
Pendiente del fondo	13,00	13,00	%
Volumen a tratar	273,15	343,56	m^3/dia
Concentración de fangos espesados	30,00	30,00	kg/m^3
Concentración promedia	15,00	15,00	kg/m^3
Volumen total necesario	218,52	274,85	m^3
Volumen unitario necesario	218,52	274,85	m^3
Altura útil mínima	2,30	2,89	m
Altura útil adoptada	**4,00**	**4,00**	**m**
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	**4,50**	**4,50**	**m**
Capacidad real unitaria	402,58	402,58	m^3
Capacidad real total	402,58	402,58	m^3
Tiempo de retención hidraúlico	1,47	1,17	dias
Tiempo de retención de sólidos	2,76	2,20	dias
Volumen de fangos espesados	72,84	91,62	m^3/dia
Concentración del fango espesado	30,00	30,00	kg/m^3
PRODUCCION DE SOBRENADANTES			
Volumen de sobrenadante de los espesadores	200,31	251,95	m3/día
Destino de los sobrenadantes	Red de sobrenadantes		

El espesador proyectado unicamente para los fangos biológicos coincide con el existente; lo que viene a demostrar que en su día se construyó para espesar solo los fangos biológicos en exceso.
El nuevo espesador se ubicará junto al pozo de fangos biológicos existente y dispondrá de un conjunto de bombas de tornillo alojadas en una sala de bombeo adosada a él para la impulsión de los fangos
Esta solución permite además el tratamiento por separado de los fangos primarios y biológicos desde la purga hasta la deshidratación.

DESHIDRATACION DE FANGOS			
Peso de fangos a deshidratar	4.078,01	4.460,13	kg/día
Concentración de entrada	30,00	30,00	kg/m^3
Volumen de fangos deshidratar	135,93	148,67	m^3/día
Días semanales de secado	5,00	5,00	días/semana
Horas diarias de secado	12,00	12,00	h/día
Carga diaria	5.709,22	6.244,18	kg/día
Carga horaria	475,77	520,35	kg/h
Volumen horario	15,88	17,34	m^3/h
BOMBEO DE FANGOS A DESHIDRATACIÓN			
Tipo	Tornillo helicoidal		
N° de bombas en servico	2,00	2,00	Ud
n° de bombas de reserva	1,00	1,00	Ud
N° de bombas instaladas	3,00	3,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba	7,93	8,67	m^3/h
Rango de caudal unitario	de 3 a 12	de 3 a 12	m^3/h
Altura manométrica	20,00	20,00	mca
Regulación	Mediante variador eléctronico		
DESHIDRATACIÓN DE FANGOS			
Tipo de secado	Centrifuga		
N° de centrifugas en servico	2,00	2,00	Ud
N° de centrifugas de reserva	0,00	0,00	Ud
N° de centrifugas a instalar	2,00	2,00	Ud
Caudal unitario necesario de centrifuga	7,93	8,67	m^3/h
Caudal unitario de centrifuga adoptado	9,00	9,00	m^3/h
Concentración de fango seco	25,00	25,00	%
BOMBEO DE FANGOS SECOS			
Peso de fangos a secar por dia util	5.709,22	6.244,18	kg/d
Volumen de fangos a secar por dia util	190,31	208,14	m^3/dia
Sequedad obtenida	22	25	%
Volumen de fangos secos por dia util	25,95	24,98	m^3/dia
Horas diarias de secado	12,00	12,00	h/dia
Caudal de fangos a bombear	2,16	2,08	m3/h
Tipo	Bomba de Tornillo helicoidal		
N° de bombas en servico	2,00	2,00	Ud
n° de bombas de reserva	0,00	0,00	Ud
N° de bombas instaladas	2,00	2,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba	1,08	1,04	m^3/h
Rango de caudal unitario	de 0,5 a 2	de 0,5 a 2	m^3/h
Altura manométrica	10,00	10,00	mca
Regulación	Mediante variador eléctronico		
Densidad de la torta	1,10	1,10	T/m^3
Peso de fangos secos por dia util	28,55	27,47	T/d
ALMACENAMIENTO DE FANGOS SECOS			
Transporte de fangos secos	Bomba de tornillo		
Destino del fango seco	Tolva		
Capacidad de almacenamiento	2,00	2,00	días
Volumen necesario de almacenamiento	51,90	49,95	m^3
N° de silos	1,00	1,00	Ud
Capacidad de cada silo necesario	51,90	49,95	m^3
Volumen adoptado	**30,00**	**30,00**	**m^3**
Tiempo real de almacenamiento	1,16	1,20	días
Sobrenadantes del secado	164,36	183,16	m^3/dia
Horas de producción	12,00	12,00	h/día
Caudal horario	13,70	15,26	m3/h
Destino	Tratamiento de escurridos		

ACONDICIONAMIENTO DEL FANGO
FLOCULACION PREVIA

Peso de fangos por dia util	5.709,22	6.244,18	kg/d
Reactivo :	Polielectrolito		
Dosis media	5,00	5,00	kg/tn
Dosis máxima	6,00	6,00	kg/tn
Consumo medio diario	28,55	31,22	kg/dia
Consumo máximo diario	34,26	37,47	kg/dia
Horas de funcionamiento	12,00	12,00	h/dia
Consumo medio horario	2,38	2,60	kg/h
Consumo máximo horario	2,85	3,12	kg/h
Concentración de la solución madre	0,50	0,50	%
Consumo de solución madre medio diario	5.709,22	6.244,18	l/dia
Consumo de solución madre máximo diario	6.851,06	7.493,01	l/dia
Consumo de solución madre medio horario	475,77	520,35	l/h
Consumo de solución madre máximo horario	570,92	624,42	l/h
Dilución en la linea de dosificación	0,10	0,10	%
EQUIPO DE DOSIFICACION	1,00	1,00	ud
Unidad compacta de preparación y dosificación			
Numero de unidades compactas	1,00	1,00	uds
Capacidad de la unidad compacta	**1.000,00**	**1.000,00**	l
Dosificación			
Tipo de bomba	Tornillo helicoidal		
Nº de bombas dosificadoras en servicio	2,00	2,00	uds
Nº de bombas dosificadoras de reserva	1,00	1,00	uds
Nº de bombas dosificadoras instaladas	3,00	3,00	uds
Caudal nominal unitario mínimo	285,46	312,21	l/h
Caudal nominal unitario adoptado	**900,00**	**900,00**	l/h
Altura manométrica	10	10	m.c.a.
Regulación	Mediante variador de velocidad		

TRATAMIENTO DE ESCURRIDOS				
CAUDALES		**DISEÑO**	**REAL**	
Caudal diario de escurridos a tratar		164,36	183,16	m3/d
Caudal promedio de escurridos a tratar		13,70	15,26	m3/h
Caudal punta		13,70	15,26	m3/h
BOMBEO DE ESCURRIDOS				
Tipo	Bomba sumergible			
Nº de bombas en servico		1,00	1,00	Ud
nº de bombas de reserva		1,00	1,00	Ud
Nº de bombas instaladas		2,00	2,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba		13,70	15,26	m^3/h
Caudal adoptado		**20,00**	**20,00**	m^3/h
Altura manométrica		10,00	10,00	mca
DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE ESCURRIDOS				
Nº de módulos		1,00	1,00	Ud
Caudal de tratamiento		20,00	20,00	m3/h
CAMARA DE MEZCLA RAPIDA				
Tiempo de residencia en mezcla		60,00	60,00	seg
Capacidad mínima de la cámara		0,33	0,33	m3
Dimensiones útiles de la cámara:				
Longitud		1,00	1,00	m
Anchura		1,00	1,00	m
Altura util		1,00	1,00	m
Capacidad real unitaria		1,00	1,00	m3
Tiempo de residencia real en mezcla rápida		180,00	180,00	seg
Ratio de Potencia de mezcla necesaria		500,00	500,00	W/m3
Potencia mínima a instalar en cada cámara		500,00	500,00	W
Nº de agitadores a instalar		1,00	1,00	ud
Tipo de hélice	perfil axial			
Potencia unitaria adoptada		500,00	500,00	w
Ratio de Potencia de mezcla adoptada		500,00	500,00	W/m3
CAMARA DE FLOCULACION				
Tiempo de residencia en floculación		15,00	15,00	min
Capacidad mínima de la cámara		5,00	5,00	m3
Dimensiones útiles de la cámara:				
Longitud		2,00	2,00	m
Anchura		2,00	2,00	m
Altura util		2,00	2,00	m
Capacidad real unitaria		8,00	8,00	m3
Tiempo de residencia real en mezcla rápida		24,00	24,00	min
Ratio de Potencia de mezcla necesaria		20,00	20,00	W/m3
Potencia mínima a instalar en cada cámara		160,00	160,00	W
Nº de agitadores a instalar		1,00	1,00	ud
Tipo de hélice	perfil axial			
Potencia unitaria adoptada		250,00	250,00	w
Ratio de Potencia de mezcla adoptada		31,25	31,25	W/m3

DECANTACION

CRITERIOS DE DISEÑO

Nº de decantadores	1,00	1,00	Ud
Caudal de tratamiento	20,00	20,00	m3/h
Carga hidráulica de diseño <	0,50	0,50	m3/m2/h
Angulo de montaje de las lamelas	60,00	60,00	° al horizonte

La superficie proyectada de lamelas se define por:

Sp = Sn * cos ß

cos ß =	0,50	0,50
sen ß =	0,87	0,87

en donde:

Sp = superficie proyectada
Sn = superficie nominal
ß = ángulo de las lamelas al horizonte

Superficie total proyectada necesaria	40,00	40,00	m2
Superficia nominal total necesaria	79,93	79,93	m2

Lamelas a emplear: Prefabricadas en paquetes autoportantes

Materia de construcción		PVC	
Separación de las lamelas	40,00	40,00	mm
Superficie nominal de las lamelas	22,00	22,00	m2/m3
Superficie proyectada de las lamelas	11,01	11,01	m2/m3
Volumen unitario de lamelas necesario	3,63	3,63	m3

Características de las placas

Ancho util	1,00	1,00	m
Altura util	1,20	1,20	m
Superficie nominal de cada lamela	1,20	1,20	m2
Superficie proyectada de cada lamela	0,60	0,60	m2
Nº de lamelas necesarias	66,61	66,61	uds
Nº de lamelas adoptadas	92,00	92,00	uds

DEFINICION DEL DECANTADOR PROYECTADO

Forma del decantador	Rectangular		
Dimensiones interiores del decantador:			
Ancho util del decantador		2,00	2,00 m
Longitud mínima necesaria		1,51	1,51 m
Longitud util adoptada		1,90	1,90 m
Altura de resguardo sobre canal de recogida		0,25	0,25 m
Altura util sobre lamelas		0,45	0,45 m
Altura de lamelas		1,04	1,04 m
Altura total de zona recta util		1,49	1,49 m
Altura total de zona recta		1,74	1,74 m
Altura inclinada		1,26	1,26 m
Altura total		3,00	3,00 m
PARÁMETROS DE FUNCIONAMIENTO REALES			
Volumen total de lamelas adoptado		4,56	4,56 m3
Superficie total proyectada		50,21	50,21 m2
Superficie total nominal adoptada		100,32	100,32 m2
Volumen util zona recta		5,66	5,66 m3
Volumen util zona inclinada		1,60	1,60 m3
Volumen total util		7,25	7,25 m3
Carga hidráulica real adoptada		5,26	5,26 m3/m2/h
Velocidad de Hacen adoptada		0,40	0,40 m3/m2/h
Tiempo de retención adoptado		21,76	21,76 min
SISTEMA DE RECOGIDA DEL AGUA CLARIFICADA			
Canales dentados			
N° de canales por decantador		2,00	2,00 uds
Material	Polipropileno		
SISTEMA DE CONCENTRACION DE FANGOS			
Mecanismo concentrador	Cuenco troncocónico		
N° de cuencos por decantador		1,00	1,00 uds
N° de cuencos totales		1,00	1,00 uds
SISTEMA DE EVACUACION DE FANGOS			
Válvula neumática temporizada			
N° de válvulas		1,00	1,00 ud
Diámetro		100,00	100,00 mm
Destino de los fangos	Arqueta de fangos		

REACTIVO CLORURO FÉRRICO				
Caudal diario de escurridos a tratar		164,36	183,16	m3/d
Caudal promedio de escurridos a tratar		13,70	15,26	m3/h
Caudal punta de escurridos		13,70	15,26	m3/h
Carga total de P de entrada		57,52	64,11	Kg/d
Concentración de P de escurridos		350,00	350,00	mg/l
Rendimiento de eliminación de P		90,00	90,00	%
Concentración de P de salida		35,00	35,00	mg/l
Cantidad de P de salida		5,75	6,41	Kg/d
Cantidad de P a eliminar		51,77	57,70	Kg/d
Datos del producto				
Sistema de eliminación	Precipitación química			
Producto a emplear	Cloruro férrico			
Riqueza		40%	40%	
Densidad		1,43	1,43	
Tipo de suministro				
Dosificación				
Dosificación media (mol Fe/mol P a eliminar)		1,50	1,50	mol/mol
Peso molecular del Fe		55,80	55,80	gr/mol
Peso molecular del Cl		35,45	35,45	gr/mol
Peso molecular del Cl3Fe		162,15	162,15	gr/mol
Peso molecular del P		31,00	31,00	gr/mol
Peso molecular del FePO4		150,80	150,80	gr/mol
Peso molecular del Fe(OH)3		106,80	106,80	gr/mol
Relación molar en peso Fe/P		1,80	1,80	kg/kg
Kg Fe / Kg P eliminado		2,70	2,70	kg/kg
Dosificación media de Fe		139,79	155,78	kg/dia
Dosificación media de Cl3Fe puro		406,20	452,68	kg/dia
Dosificación media de CL3Fe comercial		1.015,51	1.131,71	kg/dia
=		42,31	47,15	kg/h
Consumos horarios de producto comercial				
Caudal de dosificación medio		29,59	32,98	l/h
Producto comercial consumido		710,15	791,40	l/dia
Autonomía requerida a dosis máxima		15,00	15,00	dias
Almacenamiento requerido		10.652,18	11.871,05	l

DEPOSITO DE ALMACENAMIENTO				
Nº de depositos existentes		1,00	1,00	ud
Capacidad		20,00	20,00	m3
BOMBAS DOSIFICADORAS				
Nº de bombas dosificadoras a instalar		2,00	2,00	Ud
Tipo	Membrana			
Caudal unitario, regulable entre		0 y 50	0 y 50	l/h
Destino del reactivo	cámara de mezcla rápida			
PRODUCCION DE FANGOS				
Peso de fósforo a eliminar medio:		51,77	57,70	kg/d
Moles del fósforo eliminados:				
X x 1000 gr/d / 31 gr/mol		1.670,07	1.861,17	moles/d
Moles PO4Fe formados:		1.670,07	1.861,17	moles/d
Peso de PO4Fe formado (151 gr/mol):		252,18	281,04	kg/d
Moles Fe (OH)3 formados*:		1.670,07	1.861,17	moles/d
Peso de Fe (OH)3 formado (106,8 gr/mol):		178,36	198,77	kg/d
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):		430,54	479,81	kg/día
Concentración:		8,00	8,00	kg/m^3
Volumen diario:		53,82	59,98	m^3/d
Destino de los fangos	espesador			

9.2. E.D.A.R DE ISCAR

EDAR DE ISCAR

DATOS DE PARTIDA

POBLACION		**DISEÑO**	**REAL**	
Población equivalente adoptada		12.700	8.516	Hab Equiv.
Dotación adoptada		250	252	l/hab*dia
CAUDALES				
CAUDAL DIARIO ADOPTADO PARA LA EDAR		**3.175**	**2.147**	**m^3/dia**
Caudal promedio		132	89	m^3/h
Caudal punta	2,00	265	179	m^3/h
Caudal máximo en pretratamiento	6,00	794	537	m^3/h
Caudal máximo bombeado	6,00	794	537	m^3/h
Caudal admitido en el colector	10,00	1.323	1.323	m^3/h

CARACTERISTICAS DEL AGUA BRUTA

DBO_5			
Carga diaria de entrada	762	511	kg/dia
Concentración de entrada	**240**	**238**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	79	54	kg/dia
Concentración máxima de salida	**25**	**25**	mg/l
Carga diaria eliminada	683	457	kg/dia
DQO			
Carga diaria de entrada	1.588	882	kg/dia
Concentración de entrada	**500**	**411**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	397	268	kg/dia
Concentración máxima de salida	125	125	mg/l
Carga diaria eliminada	1.191	614	kg/dia
SS			
Carga diaria de entrada	953	328	kg/dia
Concentración de entrada	**300**	**153**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	111	75	kg/dia
Concentración máxima de salida	**35**	**35**	mg/l
Carga diaria eliminada	841	253	kg/dia

N-NTK				
Carga diaria de entrada estimada		191	129	kg/dia
Concentración de entrada estimada		**60**	**60**	mg/l
Carga diaria máxima de salida		48	32	kg/dia
Concentración máxima de salida estimada		**15**	**15**	mg/l
Carga diaria eliminada		143	97	kg/dia
P				
Carga diaria de entrada estimada		38	21	kg/dia
Concentración de entrada estimada		**12**	**10**	mg/l
Carga diaria máxima de salida		6	4	kg/dia
Concentración máxima de salida estimada		**2**	**2**	mg/l
Carga diaria eliminada		32	17	kg/dia
pH				
Salida entre		5,5 y 9	5,5 y 9	
TEMPERATURA				
Temperatura de cálculo		12,00	12,00	ºC

RESULTADOS A OBTENER:

DBO5:	<	25,00	25,00	mg/l
DQO:	<	125,00	125,00	mg/l
SS totales:	<	35,00	35,00	mg/l
N-NTK:	<	15,00	15,00	mg/l
P-PO4:	<	2,00	2,00	mg/l
pH, entre:		5,5 y 9	5,5 y 9	
Estabilización de fangos:	>	40,00	40,00	%
Sequedad de fangos:	>	25,00	25,00	%

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETRATAMIENTO

POZO DE GRUESOS

PARAMETROS DE DISEÑO

Carga hidráulica a Qmedio	50,00	50,00	$m^3/m^2/h$
Carga hidráulica a Qmáximo	200,00	200,00	$m^3/m^2/h$
* Superficie mínima necesaria a Q medio	2,65	1,79	m^2
* Superficie mínima necesaria a Q maximo	3,97	2,68	m^2
Superficie adoptada	6,00	6,00	m^2
* Lado (A) en la pate recta	3,00	3,00	m
* Lado (B) en la parte recta	2,00	2,00	m
* Lado (A) en el fondo	1,00	1,00	m
* Lado (B) en el fondo	1,00	1,00	m
Tiempo de retención a caudal maximo	1,00	1,00	min.
Volumen mínimo necesario del pozo A Q maximo	13,23	8,95	m^3
* Altura parte recta:	1,50	1,50	m
* Altura parte troncopiramidal :	0,50	0,50	m
* Volumen recto:	9,00	9,00	m^3
* Volumen troncopiramidal :	1,75	1,75	m^3
Volumen total adoptado	10,75	10,75	m^3
Tiempo de renteción a Qmedio adoptado	4,88	7,21	min
Tiempo de renteción a Qpunta adoptado	2,44	3,61	min
Tiempo de renteción a Qmáximo adoptado	0,81	1,20	min

CUCHARA BIVALVA

Capacidad de la cuchara bivalva	100 Litros		
Tipo de accionamiento	Electrohidráulico – polipasto		
Destino de los residuos	Contenedor y vertedero		
Producción de residuos			
Se estima una producción ,de :	10	10	lt/hab/año
Población equivalente :	12.700	8.516	hab
Residuos obtenidos	347,95	233,33	l/dia
Nº de contenedores	1	1	Ud
Capacidad del contenedor	5.000	5.000	Litros
Autonomía de almacenamiento	14,37	21,43	dias

El fondo del pozo se protegerá con perfiles metálicos.

REJA DE PROTECCION DE BOMBAS

Reja automática

Nº de rejas	1,00	1,00	ud
Tipo	barrotes		
Limpieza	Automática		
Luz entre barrotes	30	30	mm
Ancho de canal	60,00	60	cm

Reja manual

Nº de rejas	1,00	1,00	ud
Tipo	barrotes		
Limpieza	Manual con rastrillo		
Luz entre barrotes	30	30	mm
Ancho de canal	60,00	60	cm

ALIVIADERO	m^3/h		m^3/s
Q máximo de llegada	1.322,92	1.322,92	0,37
Caudal máximo de bombeo	793,75	536,75	0,22
Caudal a aliviar	529,17	786,17	0,15
Longitud del aliviadero	3,00	3,00	m
$h = Q^2/(0,41^2*L^2*2*9,81)^{1/3}$			
Altura de lámina de agua en el vertedero			
* aliviando el exceso de caudal	0,09	0,09	m
* aliviando la totalidad del caudal	0,17	0,17	m

POZO DE BOMBEO			
Tiempo de retención a caudal medio	6,00	6,00	min
Nº de pozos	1,00	1,00	uds
Capacidad util mínima requerida	13,23	8,95	m^3
Dimensiones del pozo diseñado			
Largo	4,00	4,00	m
Ancho	2,00	2,00	m
Altura util	1,50	1,50	m
Capacidad util	12,00	12,00	m^3

BOMBAS			
Nº bombas a instalar	4,00	4,00	uds
Nº de bombas en servicio	3,00	3,00	uds
Caudal unitario necesario	264,58	134,19	m^3/h
Caudal unitario adoptado	**264,00**	**264,00**	**m^3/h**
CAUDALES IMPULSADOS			
Con 1 bomba funcionando	264,00	264,00	m^3/h
Con 2 bombas funcionando	528,00	528,00	m^3/h
Con 3 bombas funcionando	792,00	792,00	m^3/h
Altura manométrica adoptada	11,00	11,00	m
Tipo de bomba	Centrifuga sumergible		

PRETRATAMIENTO

Nº de unidades	2	2	Ud
Tipo	obra civil		

DESBASTE DE FINOS / TAMIZADO

Nº de tamices	2	2	Ud
Reja tamiz			
Ancho de canal	600	600	mm
Luz de paso	3	3	mm
Caudal de diseño	500	500	m^3/h
Caudal nominal de funcionamiento	396	396	m^3/h
Materiales de construcción	acero inoxidable		

PRODUCCION DE RESIDUOS

De acuerdo con la experiencia, la producción de residuos puede estimarse, en función de la luz de paso a través de elementos filtrantes, según la siguiente tabla:

Luz de paso	mm	Producción		
	1,00	45,00	45,00	lt/hab/año
	1,50	43,00	43,00	lt/hab/año
	3,00	35,00	35,00	lt/hab/año
	6,00	24,29	24,29	lt/hab/año
	10,00	10,00	10,00	lt/hab/año
	20,00	5,00	5,00	lt/hab/año
	50,00	1,00	1,00	lt/hab/año
Se estima una producción total de:		35,00	35,00	lt/hab/año
Población equivalente		12.700,00	8.516,43	habitantes
Producción de residuos		1,22	0,82	m^3/d
Volumen de los residuos compactados		0,37	0,24	m^3/día
Autonomía de almacenamiento		2,74	4,08	días
Nº de contenedores:		1	1	Ud
Capacidad unitaria:		1	1	m^3

DESARENADOR-DESENGRASADOR

Caudal medio:	132,29	89,46	m^3/h
Caudal punta:	264,58	178,92	m^3/h
Caudal máximo:	793,75	536,75	m^3/h
Nº unidades instaladas:	2	2	Uds
Caudal medio unitario:	0,02	0,01	m^3/s
Caudal punta unitario:	0,04	0,02	m^3/s
Caudal máximo unitario:	0,11	0,07	m^3/s

	PARAMETROS DE PARTIDA	RESULTADOS OBTENIDOS		
Tiempo permanencia (t): >/=				
a Caudal medio:	15	46	68	min.
a Caudal punta:	10	23	34	min.
a Caudal máximo:	5	8	11	min.
Carga hidraulica zona desarenado (Ch): </=				
a Caudal medio:	10	4	3	$m^3/m^2/h$
a Caudal punta:	15	8	5	$m^3/m^2/h$
a Caudal máximo:	25	23	16	$m^3/m^2/h$

Estos valores de la carga hidráulica y tiempo de permanencia se han tomado de acuerdo con la experiencia, y garantizan la eliminación de las particulas de diámetro >/= 0,2 mm.

Velocidad transversal a Qpunta <	0,15	0,15	m/seg
Aireación >	8,00	8,00	$m^3/m^2/h$
Dimensiones unitarias necesarias			
Superficie de desarenado A=Q/Ch:			
A Q medio	6,61	11,50	m^2
A Q punta	8,82	11,50	m^2
A Q maximo	15,88	11,50	m^2

DIMENSIONES UNITARIAS ADOPTADAS				
Longitud		**8,50**	**8,50**	**m**
Anchura desarenador (a1):		**2,00**	**2,00**	**m**
Anchura desengrasador (a2):		**1,00**	**1,00**	**m**
Anchura total (a):		**3,000**	**3,00**	**m**
Superficie unitaria adoptada		17,00	17,00	m^2
Superficie total adoptada desarenador		34,00	34,00	m^2
Altura total		2,00	2,00	m
Volumen unitario		51	51	m^3
Sección transv. S=W/l:		3,00	3,00	m^2
Velocidad transversal a Qmáximo		0,04	0,02	m/s
SOPLANTE DE DESARENADO				
En funcionamiento:		2	2	ud
De reserva		0	0	ud
Instaladas		2	2	ud
Potencia del motor		4	4	kW
EXTRACCION DE ARENAS				
Caudal medio:		132,29	89,46	m^3/h
Caudal punta:		264,58	178,92	m^3/h
Caudal máximo:		793,75	536,75	m^3/h
Capacidad máxima de extracción:		50,00	50,00	l/m^3
Mezcla agua + arena:				
- A caudal medio:		6,61	4,47	m^3/h
- A caudal punta:		13,23	8,95	m^3/h
- A caudal máximo:		39,69	26,84	m^3/h
Sistema de extracción de arenas	Bomba			
Unidades		2	2	ud
Caudal unitario		**20**	**20**	**m3/h**
Destino final de la arena:	Contenedor/vertedero			
Producción teórica de arenas:		360	360	gr/m^3
Carga diaria de arenas a retirar:		1.143	773	kg/dia
Densidad de la arena:		2	2	Ton/m^3
Volumen de arena a retirar:		572	386	l/dia
GRASAS				
Las grasas se extraen mediante bombeo al concentrador de grasas				
Producción estimada de grasas:		20	20	gr/hab/día
Producción diaria de grasas:		254,00	170,33	kg/dia
Densidad estimada de las grasas		0,8	0,8	Ton/m^3
Volumen de grasas estimado:		317,50	212,91	l/dia

TRATAMIENTO BIOLOGICO

DATOS DE PARTIDA

POBLACION	12.700	8.516	Habitantes
CAUDALES			
Caudal diario	3.175	2.147	m^3/dia
Caudal promedio	132,29	89,46	m^3/h
Caudal punta	264,58	178,92	m^3/h
CARACTERISTICAS DEL VERTIDO			
DBO5			
Carga diaria de entrada	762,00	510,99	kg/dia
Concentración de entrada	240,00	238,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	79,38	53,68	kg/dia
Concentración máxima de salida	25,00	25,00	mg/l
Carga diaria eliminada	682,63	457,31	kg/dia
Rendimiento mínimo exigido	0,90	0,89	
Rendimiento mínimo porcentual exigido	90%	89%	
SS			
Carga diaria de entrada	952,50	328,49	kg/dia
Concentración de entrada	300,00	153,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	111,13	75,15	kg/dia
Concentración máxima de salida	35,00	35,00	mg/l
Carga diaria eliminada	841,38	253,35	kg/dia
DQO			
Carga diaria de entrada	1.587,50	882,42	kg/dia
Concentración de entrada	500,00	411,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida S/P.B.	396,88	268,38	kg/dia
Concentración máxima de salida S/P.B.	125,00	125,00	mg/l
Carga diaria eliminada	1.190,63	614,04	kg/dia

NTK			
Carga diaria de entrada	190,50	128,82	kg/dia
Concentración de entrada estimada	60,00	60,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	47,63	32,21	kg/dia
Concentración máxima de salida	15,00	15,00	mg/l
Carga diaria eliminada	142,88	96,62	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada	38,10	21,47	kg/dia
Concentración de entrada estimada	12,00	10,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	6,35	4,29	kg/dia
Concentración máxima de salida	2,00	2,00	mg/l
Carga diaria eliminada	31,75	17,18	kg/dia
pH	entre	entre	6 Y 9
Temperatura de cálculo	12,00	12,00	ºC

TRATAMIENTO BIOLOGICO

El sistema de tratamiento biológico previsto es por Fangos Activados, mediante **Aireación prolongada** incluyendo **Nitrificación - Desnitrificación Y eliminación de fósforo**

Tipo de reactor	Concéntrico		
Sistema de aireación	Soplante y difusores		
Sistema de recirculación interna	Recirculadores de corriente		
Nº de reactores	1,00	1,00	Uds

CRITERIOS DE DISEÑO

Tª de diseño	12,00	12,00	ºC
Carga másica <	0,10	0,10	$kgDBO_5/kgMLSS/d$
Concentración de sólidos MLSS ≤	4.000,00	4.000,00	mg/l
Tiempo de retención hidraúlico a Qmedio ≥	24,00	24,00	h

ZONA ANOXICA Y EDAD DEL FANGO

Los fangos biológicos en exceso se consideran estabilizados cuando aireados durante 5 dias a una temperatura de 20 ºC pierden menos del 10% de su peso.
La siguiente tabla, basada en la experiencia indica la edad mínima del fango necesaria para obtener dicha estabilidad, en función de la temperatura del licor mezcla (MLSS) en el reactor

TEMPERATURA (ºC)	EDAD DEL FANGO (dias)
5,00	>35
10,00	20,00
12,00	**17,00**
13,00	15,50
14,00	14,80
15,00	14,00
16,00	13,00
18,00	12,00
20,00	10,00
22,00	8,00

La posibilidad de que se produzca nitrificación depende de la temperatura T (ºC) y de la edad de fangos Ef (dias), siendo la ecuación que relaciona estos parámetros para que dicha nitrifición, que debe considerarse completa, dada la pequeña variación de temperatura que es necesaria para pasar de una nitrificación parcial a una total, ocurra según Van Haandel, Dötd y Marais, de la Universidad de Cape Town (Sudáfrica), la siguiente relación.

$$(1 - fx) = S \times (bnT + 1/Ef) / unmT$$

siendo

fx = Fracción de los MLSS existentes en la zona anóxica	0,25	0,25	
S = Fator de seguridad. Oscila entre 1 y 1,5	1,25	1,25	
T = Temperatura (ºC) a partir de la cual deben cumplirse los rendimientos exigidos en el Pliego de Bases.	12,00	12,00	
bnT = Factor para organismos eterótrofos			
$bnT = 0,04 \times 1,029^{T-20}$ (1/dias)	0,03	0,03	
Ef = Edad del fango mínima (dias)			
unmT = Factor de crecimiento de bacterias nitrificantes			
$unmT = u20 \times 1,123^{T-20}$	0,18	0,18	
u20 = sus valores oscilan entre 0,4 en condiciones desfaborables y 0,5 en condiciones normales	0,45	0,45	
Edad del fango mínima	9,33	9,33	dias
Edad del fango adoptada para cálculo	17,00	17,00	dias

La edad del fango, Ef, se define tambien por la fórmula :

$Ef = 1/ (1,2 . Cm^{1,23} + 0,5(B-0,6) . Cm) R/100$

En donde :

Cm = Carga másica = Kg DBO5/Kg MLSS/dia

B = SS/DBO5 en entrada al reactor biológico

En nuestro caso B =	1,25	0,64	
Resolviendo la fórmula obtenemos Cm =	0,068	0,092	kg/d/kg

COMPROBACION DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE

La concentración de la DBO5 del efluente se debe en parte a una componente soluble y en parte a los sólidos suspendidos de dicho efluente.

D-So = DBO5-En/(1+(Km.DBO5-En))/(M.Cm.1,000)	1,00	1,35	mg/l
En donde			
Tª	10,00	10,00	20,00
Km	180,00	180,00	360,00
DBO5-En (DBO5 de entrada en el reactor) =	240,00	238,00	mg/l
Km (Constante) =	270,00	270,00	$dias^{-1}$
M (Concentración de MLSS)	4,00	4,00	kg/m^3
Cm (Carga másica)	0,068	0,092	kg/d/kg
DBO5 de los sólidos del efluente decantado =SS efluente x f(Cm)	7,28	8,49	mg/l
SS en el efluente decantado	35,00	35,00	mg/l
f(CM) : Factor de carga $=0,8*Cm^{1/2}$	0,21	0,24	
Concentración total teórica de DBO5 en el efluente =	**8,28**	**9,85**	**mg/l**
Rendimiento teórico obtenido =	**97%**	**96%**	

VOLUMEN DEL REACTOR

Volumen del reactor MINIMO NECESARIO V = DBO5/(M x Cm) =	2.816,55	1.388,85	m^3
M =	4,00	4,00	kg/m^3
Cm =	0,068	0,092	kg/d/kg
Proporción de la zona anóxica adoptada	0,25	0,25	
Volumen de la zona anóxica	704,14	347,21	m^3
N° de reactores	1,00	1,00	Uds
Volumen unitario =	2.816,55	1.388,85	m^3
Volumen unitario de la zona anóxica =	704,14	347,21	m^3
Altura de agua adoptada	4,75	4,50	m
Altura de resguardo adoptada	0,50	0,50	m
Altura total adoptada	5,25	5,00	m

CARACTERISTICAS DEL REACTOR ADOPTADO

N° de reactores	**1,00**	**1,00**	**ud**
Tipo	**Canal**	**Canal**	
Longitud recta	**30,00**	**30,00**	**m**
Longitud total	**50,00**	**50,00**	**m**
Ancho de canal	**10,00**	**10,00**	**m**
Altura de lámina de agua	**4,75**	**4,50**	**m**
Altura de resguardo	**0,50**	**0,50**	**m**
Altura total	**5,25**	**5,00**	**m**
Volumen unitario	**4.341,50**	**4.113,00**	m^3
Volumen total	**4.341,50**	**4.113,00**	m^3
Tiempo de retención a Qmedio (SIN RECIRCULACION)	**32,82**	**45,98**	**h**
Tiempo de retención a Qpunta (SIN RECIRCULACION)	**16,41**	**22,99**	**h**
CARGA MASICA (kg DBO5/Kg MLSS)	***0,044***	***0,031***	***kg/d/kg***
CONCENTRACION DEL LICOR MEZCLA	***4,00***	***4,00***	***kg/m³***

FANGOS EN EXCESO

Según HUISKEN Peso diario de fangos en exceso $Fe = 1,2 \times Cm^{0,23} \times DBO5$ eliminada

DBO5eliminada =	662,63	457,31	kg/dia
$Cm^{0,23}$ =	0,49	0,45	
$1,2 \times Cm^{0,23}$ =	0,58	0,54	
Peso teórico diario de fangos en exceso =	399,10	246,94	Kg/dia
Conversión de DBO5 en fangos en exceso =	0,58	0,54	
Por seguridad adoptamos	0,80	0,80	
Peso de fangos en exceso adoptado	546,10	365,85	kg/dia
Concentración media prevista de los fangos extraidos	7,50	7,50	kg/m^3
Volumen de fangos a eliminar	72,81	48,78	m^3/d
Edad del fango real	31,80	44,97	dias

NITRIFICACION - DESNITRIFICACION

La máxima concentración de nitrógeno cono nitrato que podría desnitrificarse en la zona anóxica prevista, viene dada por la expresión

Dc= Sbi * (fbs * (1-P*Y)/2,86 + Y *E*K2*Fx/(1+bHT*E))

	Siendo:		
Sbi =Concentr. DQO biodegradable en afluente	450,00	369,90	mg/l
fbs =Relación DQO rap-biod y DQO biodegrad. 0,33 para agua decantada 0,24 no decant.	0,24	0,24	
P =Relación DQO/VSS de la masa de fangos	1,50	1,50	mg DQO/mg VS
Y =Coef. crecimiento bacterias heterótrofas	0,45	0,45	mg VSS/mg DQO
E =Edad del fango biológico	31,80	44,97	días
K2 =Coeficiente de desnitrificación = $0,1*1,08^{T-20}$	0,08	0,08	$N\text{-}NO_3H$/mgVA
Fx =Fracción de los MLSS en zona anóxica	0,25	0,25	
bhT =Coef. decrecimiento bacterias heterótrofas $0,24*1,029^{T-20}$	0,19	0,19	l/día
T =Temp. (ºC) del proceso de nitrificación	12,00	12,00	ºC
Dc (1)	**30,38**	**25,62**	**mg/l**
	96,47	55,00	kg/dia

La concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica viene dada por la expresión
Na = (Knt * (bnT + 1/E))/(unmT*(1-fx)-(bnt+1/E))

Siendo

Knt =Coeficiente de saturación para la nitrifiación $1,123^{T-20}$	0,40	0,40	mg $N\text{-}NH_3$/l
bnT =Coeficiente decrecimiento de las bacterias nitrificantes para respiración endógena $0,04*1,029^{T-20}$	0,03	0,03	l/día
Ef =Edad del fango	31,80	44,97	días
unmT =factor crecimiento bacterias nitrificantes $u20 * 1,123^{T-20}$	0,18	0,18	l/dia
Tomando u20 =	0,45	0,45	l/dia
fx =fracción de los MLSS en zona anóxica	0,25	0,25	
T ºC del proceso de nitrificación	12,00	12,00	
Na (mg $N\text{-}NH_3$/l)	0,36	0,27	mg/l
	1,13	0,58	kg/dia

Por otra parte, el Nitrógeno en el agua residual puede fraccionarse de la siguiente manera :

Concentración total de NTK de entrada	60,00	60,00	mg/l
(a) N orgánico insoluble (decantable) = 10%	6,00	6,00	mg/l
(b) N orgánico soluble no biodegradable = 2%	1,20	1,20	mg/l
(c) N orgánico soluble biodegradable = 2%	1,20	1,20	mg/l

N3 = Cantidad asimilada por los fangos biológicos y eliminada con los fangos en exceso. Depende de la edad del fango y oscila entre 8,6 y 2,9 g/100 gDBO5 eliminada. Adoptamos :

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

N eliminado (g N3/ 100 g DBO5)	4,40	4,40	$gN_3/100\ g\ DBO_5$
En nuestro caso N3 eliminado	30,04	20,12	kg/dia
(d)	9,46	9,37	mg/l
Nitrógeno eliminado por Kg de sólidos en el efluente	0,05	0,05	kg/ Nelim/kg Fe
Concentración de los sólidos en el efluente	35,00	35,00	mg/l
(e)	1,75	1,75	mg/l
Nitrógeno eliminado con los sólidos en el efluente	5,56	3,76	kg/dia
N-NTK en el efluente = Na + b +c +e =	4,51	4,42	mg/l
=	14,31	9,49	kg/dia
N-NTK que puede oxidarse			
N-NTKox = NTK - a -b - c -d - Na	41,78	41,96	mg/l
	132,66	90,09	kg/dia
N-NTKox que es necesario desnitrificar para obtener en el efluente			
N Total <	15,00	15,00	mg/l
N-NO3+N-NO2 influente	0,00	0,00	mg/l
N-NTKox desnitrificado = N-NTKox-(N Total efluente-NTK efluente) + N-NO3+N-NO2	**31,29**	**31,38**	**mg/l**
	99,35	67,37	kg/dia

Dado que las necesidades de desnitrificación son MAYORES que las disponibilides se considera que la zona anóxica y la edad del fango adoptadas son INSUFICIENTES para la obtención de un efluente que cumpla los requerimientos de ZONA SENSIBLE.
La desnitrificación obtenida será INCOMPLETA

RECIRCULACION INTERNA			
La necesidad de recirculación para desnitrificación es			
R Total = (N-NTKox / N-NTK efl) - 1	178,56	179,72	%
La recirculación se produce por los recirculadores de corriente			
RECIRCULADORES DE CORRIENTE			
Ancho de canal	10,00	10,00	m
Altura de agua	4,75	4,50	m
Volumen del tanque	4.341,50	4.113,00	m^3
Concentración	4,00	4,00	kg/m^3
Sección del canal	47,50	45,00	m^2
Velocidad de flujo	0,30	0,30	m/seg
Potencia necesaria por tanque	10,85	10,28	CV
Nº de recirculadores por tanque	2,00	2,00	uds
Nº de recirculadores instalados	2,00	2,00	uds
Potencia unitaria necesaria	3,99	3,78	kW
Potencia unitaria adoptada	3,50	3,50	kW
Potencia instalada por tanque	7,00	7,00	kW
Potencia total instalada	7,00	7,00	kW
Potencia de mezcla obtenida	1,61	1,70	W/m^3
RECIRCULACION EXTERNA DE FANGOS			
Caudal medio horario	132,29	89,46	m^3/h
Caudal horario punta	264,58	178,92	m^3/h
Recirculación de fangos			
Qr = Qm*C/(Cr-C)	151,19	102,24	m^3/h
% R =Qr / Qm *100	114%	114%	
% ADOPTADO	150%	150%	
Concentración del licor mezcla	4,00	4,00	kg/m^3
Concentración del fango recirculado	7,50	7,50	kg/m^3
Caudales de recirculación teóricos	198,44	134,19	m^3/h
Nº de bombas de recirculación en servicio	2,00	2,00	uds
Nº de bombas de recirculación de reserva	1,00	1,00	uds
Nº de bombas de recirculación instaladas	3,00	3,00	uds
Caudales unitarios necesarios	99,22	67,09	m^3/h
Caudales unitarios adoptados	130,00	130,00	m^3/h
Caudal máximo en servico	260,00	260,00	m^3/h
Caudal máximo en reserva	130,00	130,00	m^3/h
Caudal total disponible	390,00	390,00	m^3/h
% de recirculación en servicio sobre Qmedio	197%	291%	
% de recirculación en reserva sobre Qmedio	98%	145%	
Tipo de bomba			Centrífuga sumergida
Caudal unitario	130,00	130,00	m^3/h
Altura manométrica	2,00	2,00	mca

CALCULO DE LA AIREACION

		131,40	

Independientemente de la nitrificación, el peso de Oxigeno necesario para la reducción de la DBO5 es la suma de dos componentes:

O2 para la síntesis de las células bacterianas (O_1)

O2 para la respiración celular (endogénesis) (O_2)

Oxigeno de síntesis

O2 síntesis = a * P-DBO5 * R/100 — siendo :

a = Coeficiente de necesidad de oxígeno para la síntesis de la materia orgánica disuelta, Kg de O2 por Kg de DBO que depende de la edad del fango y de la carga másica.

P-DBO5 = Peso de DBO5 que entra en el reactor

R = Rendimiento en eliminación de DBO previsto

Cm	a
≤ 0,05	0,66
0,10	0,65
0,15	0,63
0,20	0,59
0,25	0,57
0,30	0,56
0,40	0,53
≥ 0,5	0,50

P-DBO5 =	762,00	510,99	kg/dia
R/100 =	0,97	0,96	
O2 síntesis = a * P-DBO5 * R/100	485,57	323,30	kg/dia

Oxigeno para la respiración endógena

O2 para la respiración de la masa celular =Kre*V*M — Siendo

Kre = Coeficiente de respiración endógena; Kg de O2 por Kg de MLSS y dependiente de Cm

V = Volumen del reactor

M = Concentración de la masa celular en el reactor

Cm	Kre
0,05	0,041
0,10	0,067
0,15	0,080
0,20	0,092
0,25	0,100
0,30	0,109
0,40	0,118
0,50	0,123
0,60	0,128
0,70	0,131
0,80	0,133
1,00	0,136

V =	4.341,50	4.113,00	m^3
M=	4,00	4,00	kg/m^3
O2 para la respiración de la masa celular =	955,13	904,86	kg/dia
Necesidad MEDIA total de O2	1.440,70	1.228,16	kg/dia
O2/Kg DBO5 eliminada	2,11	2,69	
O2/Kg DBO5 entrada	1,89	2,40	

OXIGENO PARA NITRIFICACION-DESNITRIFICACION

El Oxígeno necesario para la nitrificación y la desnitrificación es la diferencia entre dos componentes.
Componente 1º. Oxígeno necesario para la oxidación total del amoniaco y del nitrógeno orgánico. ON1
Componente 2º. Oxígeno recuperado por la desnitrificación de nitritos y nitratos a nitrógeno elemental. (gas). ON2

Nitrificación

ON1 = b * NTKox

b =	4,57	4,57	kg O_2 / kg N-NTKox
NTKox =	132,66	90,09	kg/dia
ON1 =	606,27	411,69	kg O_2/dia

Desnitrificación

ON2 = d * N-NO3 red.

d =	2,80	2,80	kg O_2 / kg N-NO_3 red
N-NO3red =	99,35	67,37	kg/dia
ON2 =	278,17	188,63	kg O_2/dia

BALANCE DE LAS NECESIDADES MEDIAS TEORICAS DIARIAS DE OXIGENO

Síntesis	485,57	323,30	kg O_2/dia
Respiración endógena	955,13	904,86	kg O_2/dia
Nitrificación	606,27	411,69	kg O_2/dia
Desnitrificación	-278,17	-188,63	kg O_2/dia
TOTAL	1.768,80	1.451,22	kg O_2/dia
	2,32	2,84	

BALANCE DE LAS NECESIDADES MEDIAS TEORICAS HORARIAS DE OXIGENO

Síntesis	20,23	13,47	kg O_2/h
Respiración endógena	39,80	37,70	kg O_2/h
Nitrificación	25,26	17,15	kg O_2/h
Desnitrificación	-11,59	-7,86	kg O_2/h
TOTAL	73,70	60,47	kg O_2/h

Cálculo de necesidades de O2 por puntas

Punta de Caudal =	2,00	2,00	0,90
Punta de DBO5 teórica =	1,50	1,50	0,83
Punta de DBO5 efectiva =0,45 Pq + 0,55 Pc=	1,73	1,73	1,73

BALANCE DE LAS NECESIDADES PUNTAS TEORICAS DIARIAS DE OXIGENO

Síntesis	837,61	557,69	kg O_2/dia
Respiración endógena	955,13	904,86	kg O_2/dia
Nitrificación	1.045,81	710,17	kg O_2/dia
Desnitrificación	-479,84	-325,39	kg O_2/dia
TOTAL	2.358,71	1.847,32	kg O_2/dia
	3,10	3,62	

BALANCE DE LAS NECESIDADES PUNTAS TEORICAS HORARIAS DE OXIGENO

Síntesis	34,90	23,24	kg O_2/h
Respiración endógena	39,80	37,70	kg O_2/h
Nitrificación	43,58	29,59	kg O_2/h
Desnitrificación	-19,99	-13,56	kg O_2/h
TOTAL	98,28	76,97	kg O_2/h

CAPACIDAD DE OXIGENACION

El aporte específico de los sistemas de aireación se establece en condiciones standard de laboratorio, por lo que es necesario calcular la capacidad real de oxigenación requerida, OC

$$OC = OR * Cs10 (Cs-Cl)^{-1} * (D10/DT)^{1/2} * (Po/Ph) * a^{-1}$$

siendo :

Cs10 =Concentración de la saturación de oxigeno de agua pura a 10 ºC =	11,33	11,33	mg/l
Cs = Concentración de la saturación de oxígeno en el reactor a la temperatura del licor mezcla; en nuestro caso T=	12,00	12,00	ºC
Cs = b * Cst			
b =	0,95	0,95	
Cst =	8,95	8,95	
Cs =	8,50	8,50	
Cl = Concentración de O2 a mantener en el licor mezcla =	2,00	2,00	mg/l
$(Cs-Cl)^{-1}$ =	0,15	0,15	
D10 y DT = Coeficientes de difusión de O2 a 10ºC y T de cálculo.			
$(D10/DT)^{1/2}$ =	0,80	0,80	
Po = Presión atmosférica al nivel del mar =	760,00	760,00	mm Hg
Ph = Presión atmosférica a la altura de la EDAR. 1 mm Hg menos por cada 11 m. de altura sobre el nivel del mar			
Altura de la EDAR	600,00	600,00	m
Ph =	705,45	705,45	mm Hg
Po/Ph =	1,08	1,08	
a = Coeficiente de intercambio entre MLSS y agua pura =			
para difusores; a =	0,75	0,75	
1/a =	1,33	1,33	
OC = OR *	2,00	2,00	
OR / OC =	0,50	0,50	
Aplicando este cociente a las necesidades de O2			4,65
Necesidad media teórica diaria	3.541,62	2.905,73	kg O_2/dia
Necesidad media teórica horaria	147,57	121,07	kg O_2/h
			6,20
Necesidad punta teórica diaria	4.722,78	3.698,84	kg O_2/dia
Necesidad punta teórica horaria	196,78	154,12	kg O_2/h

SISTEMA DE AIREACION

CALCULO DE LOS DIFUSORES

Difusores de burbuja fina de membrana

El aire atmosférico contiene un 20,9% de Oxigeno en volumen (23,9% en peso. Su densidad es de 1,248 Kg/M3 a 10ºC y a presión atmosférica.

Peso de O2 / M3 de aire =	0,30	0,30	kg O_2/m^3 aire

El rendimiento de los difusores de membrana de burbuja elegidos depende de la profundidad de sumergencia y del caudal de aire suministrado por difusor.

	Q unitario	Q unitario	Rto en %/m. De profur
Nm^3/h	2,00	2,00	5,90
Nm^3/h	3,00	3,00	5,50
Nm^3/h	4,00	4,00	5,10
Nm^3/h	5,00	5,00	4,70
Caudal unitario adoptado =	4,00	4,00	Nm^3/h
Altura de agua del reactor =	4,75	4,50	m
Altura de agua sobre el difusor =	4,50	4,25	m
Rendimiento estimado =	22,95	21,68	%
Rendimiento adoptado =	***22%***	***22%***	

NECESIDADES DE AIRE

Media horaria =	2.235,87	1.834,42	Nm^3/h
Punta horaria =	2.981,55	2.335,13	Nm^3/h

SOPLANTES

Nº de soplantes en servicio =	**2,00**	**2,00**	**Uds**
Nº de soplantes de reserva =	**1,00**	**1,00**	**Uds**
Nº de soplantes instaladas =	**3,00**	**3,00**	**Uds**
Caudal unitario necesario =	1.490,78	1.167,56	Nm^3/h
Caudal unitario adoptado =	**1.500,00**	**1.500,00**	**Nm^3/h**
Caudal total en servicio =	3.000,00	3.000,00	Nm^3/h
Caudal en reserva =	1.500,00	1.500,00	Nm^3/h
Caudal total disponible =	4.500,00	4.500,00	Nm^3/h

DIFUSORES

Caudal unitario estimado =	4,00	4,00	Nm^3/h
Nº de difusores necesarios =	750,00	750,00	Uds
Nº de difusores instalados =	**1.000,00**	**1.000,00**	**Uds**
Nº de difusores por reactor =	1.000,00	1.000,00	Uds
Caudal real unitario a Qpunta	3,00	3,00	Nm^3/h
Caudal real unitario a Qmedio	2,24	1,83	Nm^3/h

ELIMINACION BIOLOGICA DEL FOSFORO

Dada la necesidad de eliminación de Fósforo, se prevé una cámara anaerobia previa al tratamiento biológico (selector), anterior a la cámara anóxica, para permitir el desarrollo de la cepa bacteriana acinetobacter y posibilitar la eliminación biológica del Fósforo. Los fangos biológicos se recircularán directamente a esta cámara. El agua pretratada entrará al selector en el que se mezclará con los fangos recirculados.

Todos los investigadores independientes recalcan el carácter relativamente aleatorio del proceso, por lo que la eliminación biológica del Fósforo debe considerarse como un medio de economizar reactivos de precipitación química, existiendo la posibilidad de recurrir, más o menos ocasionalmente, a una precipitación química complementaria. Se prevén por tanto los equipos de dosificación y almacenamiento de Cloruro Férrico como sistema complementario y alternativo de emergencia.

DATOS DE PARTIDA

CAUDALES			
Caudal diario	**3.175,00**	**2.147,00**	m^3/d
Caudal promedio	132,29	89,46	m^3/h
Caudal punta	264,58	178,92	m^3/h
DBO5			
Carga diaria de entrada	762,00	510,99	kg/dia
Concentración de entrada	**240,00**	**238,00**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	79,38	53,68	kg/dia
Concentración máxima de salida	**25,00**	**25,00**	mg/l
Carga diaria eliminada	682,63	457,31	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada	38,10	21,47	kg/dia
Concentración de entrada estimada	**12,00**	**10,00**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	6,35	4,29	kg/dia
Concentración máxima de salida	**2,00**	**2,00**	mg/l
Carga diaria eliminada	**31,75**	**17,18**	kg/dia
Rendimiento mínimo exigido	0,83	0,80	
Rendimiento mínimo porcentual exigido	0,83	0,80	

Reduccion del fósforo por asimilación de los fangos activos

Concentración DBO5 de entrada al biologico	240,00	238,00 mg/l
Fbs = 0,33 para agua decantada / 0,.24 para agua no decantada 0,24	0,24	0,24
DBO5 rápidamente biodegradable (DBO5r)	57,60	57,12 mg/l
Recirculación	1,20	1,20
DBO5 rápidamente biodegradable a deducir de la que entra en el reactor anaerobio por posible presencia, aún en muy bajas concentraciones, de oxígenos y de nitratos:	3,60	3,57 mg/l
DBO5 rápidamente biodegradable en el reactor anaerobio (DBO5ran = (DBO5r- 8) / (1+R):	24,55	24,34 mg/l

El factor de propensión Pf de Marais, viene dado por la expresión: Pf = (DBO5ran - 13) x fxa , siendo fxa la fracción de fangos activados en fase anaerobia con relación a la masa total de fangos. Los valores recomendados por Marais son los siguientes:

DBO5 (disuelta) < 135 mg/litro	fxa: 0,20 a 0,25
135 mg/litro < DBO5 d < 230 mg/litro	fxa: 0,15 a 0,20
DBO5 d > 230 mg/litro	fxa: 0,10 a 0,15

La recirculación de fangos se realizará a cabecera de la cámara de desfosfatación, y el caudal de agua pretratada entrará en el selector.

En nuestro caso, podemos suponer DBO5 d = 2/3 de la DBO5 de entrada:	160,00	158,67 mg/l

El selector se proyecta con el fin de asegurar una eliminación eficiente del Fósforo por vía biológica, así como una buena sedimentación de los fangos.

En el selector se producen condiciones favorables para que los microorganismos acumulen mas Fósforo en sus células que otros microorganismos en condiciones aerobias. Esto significa que una gran parte del contenido de Fósforo en las aguas residuales se puede incorporar a los fangos, reduciendo así la cantidad de productos químicos utilizada en la precipitación.

En el selector, las aguas residuales pretratadas se mezclan con los fangos biológicos recirculados. Esto da como resultado una alta carga de fangos, que promueve el desarrollo de los microorganismos con una buena capacidad de sedimentación de los fangos. Al mismo tiempo, la absorción / degradación del substrato que se produce limita el desarrollo de microorganismos filamentosos y reduce con eficacia el riesgo de grandes volúmenes de fango.

CAMARA ANAEROBIA			
Nº de líneas adoptadas	1,00	1,00	ud
Altura util	4,00	4,00	m
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	4,50	4,50	m
SELECTOR			
Tiempo de retención de cálculo a caudal medio	150,00	150,00	min
Volumen de cálculo	330,73	223,65	m^3
Dimensiones			
Largo	12,00	12,00	m
Ancho	7,00	7,00	m
Superficie adoptada	84,00	84,00	m^2
Volumen adoptado	336,00	336,00	m^3
Tiempo de retención real a caudal medio	152,39	225,36	min
Potencia para agitación			
Para determinar la potencia necesaria para mantener en suspensión los sólidos del licor mixto, utilizaremos la siguiente expresión: P = 8,125 ln M - 48,75 =			
Siendo M =	500,00	500,00	mg/l
P =	1,74	1,74	W/m^3
Pt =	585,88	585,88	W
Nº de agitadores instalados	2,00	2,00	ud
Potencia unitaria	1.500,00	1.500,00	W
Potencia total	3.000,00	3.000,00	W
Volumen total de la cámara anaerobica	**336,00**	**336,00**	m^3
Tiempo total de retención a caudal medio	2,54	3,76	h
Cálculo del P eliminado			
Volumen Oxico + Anóxico del reactor biológico	4.341,50	4.113,00	m^3
Volumen total de la cámara anaerobica	336,00	336,00	m^3
Volumen total del reactor (Anaerobico+Anoxico+Oxico)	4.677,50	4.449,00	m^3
fxa adoptado	12%	12%	
Pf = (DBO5ran - 13) * fax	1,39	1,36	mg/l
Edad del fango adoptada en el reactor	31,80	44,97	dias
PD = Fósforo eliminado biológicamente (gr de P/100 gr de DBO5 eliminada)			
PD =(0,35 -0,29 x e^(-0,40 Pf)) x 71/(1+0,16 Ef)	3,98	2,93	gr P/100 grDB
DBO5 eliminada	682,63	457,31	mg/l
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa activa)	27,16	13,40	mg/l
P contenido en la materia orgánica inerte			
P MOI = (0,034 / (0,16+1/Ef))+0,225	0,40	0,41	gr P/100 grDB
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa inerte)	2,75	1,88	mg/l
P entrada	12,00	10,00	mg/l
P salida	2,00	2,00	mg/l
Fangos biologicos en exceso	546,10	365,85	kg/dia
Kg de P que salen con los fangos en exceso	38,23	25,61	kg/dia

P eliminado con los fangos en exceso	0,07	0,07 kg P /kg Fe
P en el efluente debido a los SS	2,53	2,53 mg/l
P decantable en decantación secundaria	1,50	1,50 mg/l
P en el efluente	1,03	1,03 mg/l
Rendimiento de eliminación biológica del P	91,4%	89,7%

ELIMINACION DEL FOSFORO POR VIA QUIMICA
DOSIFICACION CLORURO FERRICO

Al objeto de obtener una concentración máxima de 2 mg/l de P en el efluente, se proyecta una instalación de almacenamiento y dosificación de cloruro férrico para su utilización en caso de emergencia.

Cargas de P en el agua bruta		
Concentración de P en agua bruta	12,00	10,00 mg/l
Carga de P en agua bruta	38,10	21,47 kg/dia
Cargas de P en el efluente tratado		
(p) Concentración de P en el efluente tratado	2,00	2,00 mg/l
Cargas de P en el efluente tratado	6,35	4,29 kg/dia
Reduccion del fósforo por asimilación de los fangos activos		
(a) P sedimentable (10%)	1,20	1,00 mg/l
DBO5 eliminada	682,63	457,31 kg/dia
Fangos biologicos en exceso	546,10	365,85 kg/dia
% de MV de los Fangos en exceso	65%	65%
MV de los Fangos en exceso	354,97	237,80 kg/dia
P eliminado con los fangos biológicos en exceso. Para una Ef de 18 dias y con nitrificación-desnitrificación =	1,20	1,20 gr P/100 grDB
P eliminado con los Fe	8,19	5,49 kg/dia
(b) P eliminado con los Fe	2,58	2,56 mg/l
% respecto a la MV de los fangos biológicos	1,50%	1,50%
(c) P eliminado con los SS del efluente	0,60	0,60 mg/l
Cantidad de fósforo a eliminar por via quimica		
P -p-(a)-(b)+(c)	6,82	5,04 mg/l
Cantidad de P eliminada	21,65	10,83 kg/dia
Precipitación quimica		
P a precipitar químicamente	21,65	10,83 kg/dia
Producto a emplear	Cloruro férrico	
Datos del producto		
Forma de suministro	líquido	
Tipo de reactivo	cloruro férrico	
Riqueza	40%	40%
Densidad	1,43	1,43
Tipo de suministro	camión cisterna	

Dosificación			
Dosificación media (mol Fe/mol P a eliminar)	1,50	1,50	mol/mol
Peso molecular del Fe	55,80	55,80	gr/mol
Peso molecular del Cl3Fe	162,50	162,50	gr/mol
Peso molecular del P	31,00	31,00	gr/mol
Peso molecular del FePO4	150,80	150,80	gr/mol
Peso molecular del Fe(OH)3	106,80	106,80	gr/mol
Relación molar en peso Fe/P	1,80	1,80	kg/kg
Kg Fe / Kg P eliminado	2,91	2,91	kg/kg
Dosificación media de Fe	58,46	29,24	kg/dia
Dosificación media de Cl3Fe puro	170,26	85,15	kg/dia
Dosificación media de CL3Fe comercial	425,65	212,88	kg/dia
=	17,74	8,87	kg/h
Consumos horarios de producto comercial			
Caudal de dosificación medio	12,45	6,22	l/h
Producto comercial consumido	298,70	149,39	l/dia
Autonomía requerida a dosis máxima	15,00	15,00	dias
Almacenamiento requerido	4.480,51	2.240,82	l
Almacenamiento			
Forma de suministro	camión cisterna		
Estado de suministro	líquido		
Sistema de trasvase	Bombeo		
Nº de bombas a instalar	1,00	1,00	Ud
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	Ud
Caudal unitario	10.000,00	10.000,00	l/h
Altura manométrica	10,00	10,00	m.c.a.
Potencia unitaria	1,00	1,00	kW
Sistema de almacenamiento	depósito cilíndrico vertical		
Nº de depósitos a instalar	1,00	1,00	Ud
Nº de depósitos en servicio	1,00	1,00	Ud
Material	PRFV	PRFV	
Dimensiones			
Diámetro	**2,00**	**2,00**	**m**
Altura	**3,50**	**3,50**	**m**
Capacidad unitaria	**10,99**	**10,99**	**m^3**
Capacidad total	**10,99**	**10,99**	**m^3**
Tiempo real de almacenamiento	**36,79**	**73,57**	**dias**
Control de nivel	medidor de nivel con interruptor de mínima con alarma		
Dosificación			
Tipo de dosificación	volumétrica		
Control	proporcional al caudal		
Dosificador	bomba de membrana		
Nº de unidades a instalar	2,00	2,00	Ud
Nº de unidades en servicio	1,00	1,00	Ud
Caudal medio unitario necesario	12,45	6,22	l/h
Caudalmáximo unitario adoptado	**30,00**	**30,00**	**l/h**
Altura manométrica	30,00	30,00	mca
Potencia unitaria	25,00	25,00	W
Diámetro conducción	25,00	25,00	mm

PRODUCCION DE FANGOS DEBIDO A LA PRECIPITACION DEL P

Peso de fósforo a eliminar medio:	21,65	10,83 kg/d
Moles del fósforo eliminados:		
X x 1000 gr/d / 31 gr/mol	698,50	349,34 moles/d
Moles PO4Fe formados:	698,50	349,34 moles/d
Peso de PO4Fe formado (151 gr/mol):	105,47	52,75 kg/d
Moles Fe (OH)3 formados*:	698,50	349,34 moles/d
Peso de Fe (OH)3 formado (106,8 gr/mol):	74,60	37,31 kg/d
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	180,07	90,06 kg/día
Concentración:	8,00	8,00 kg/m^3
Volumen diario:	22,51	11,26 m^3/d

DECANTACION SECUNDARIA

Nº de líneas	1,00	1,00	ud
Caudal medio horario	132,29	89,46	m^3/h
Caudal punta horario	264,58	178,92	m^3/h
Caudal medio por decantador	132,29	89,46	m^3/h
Caudal punta por decantador	264,58	178,92	m^3/h

CALCULO SEGÚN LA NORMA ALEMANA ATV-A131

DIAMETRO

qSV =	carga volumértrica de fangos	450,00	450,00	$l/m^2/h$
SVI =	indice volumétrico de fangos	125,00	125,00	mg/l
M =	concentración en el reactor	4,00	4,00	mg/l
CSV = M x SVI	volumen comparativo de fangos	500,00	500,00	l/m^3
qA = qSV / CSV =	carga hidraulica	0,90	0,90	$m^3/m^2/h$
RV =	relación de recirculación	1,00	1,00	
DSRS =	concentración de fangos recirculados	7,50	7,50	g/l
DSTF =	concentración de fangos en el fondo decantador	8,33	8,33	g/l
tE = (DSTF x SVI /1000)^3 =	tiempo de estancia	1,13	1,13	h
C = 300 tE + 500 =	Concentración Empírica	839,08	839,08	l/m^3
S = Qp / qA	Superficie unitaria mínima necesaria	293,98	198,80	m^2
Di =	Diámetro estricto unitario	19,35	15,91	m
Nº de decantadores		1,00	1,00	ud
Diámetro adoptado		**17,00**	**17,00**	**m**
Superficie unitaria real adoptada		226,87	226,87	m^2
Carga hidraulica real a caudal medio		0,58	0,39	$m^3/m^2/h$
Carga hidraulica real a caudal punta		1,17	0,79	$m^3/m^2/h$

ALTURA

El calado del decantador a 1/3 del centro es la suma de las siguientes alturas

h1 =	valor constante	0,50	0,50 m
h2 = altura de la zona de separación de sólidos			
h2 = 0,5qA(1+RV)/(1-CSV/1000)		2,33	1,58 m
h3 = altura de seguridad por lluvias			
h3 = 0,45qSV(1+RV)/500		0,81	0,81 m
h4 =	altura de la zona de espesamiento		
H4 = qSV x te x (1+RV) / C		1,21	1,21 m
Con estos valores obtenemos	HT =	4,85	4,10

Teniendo en cuenta que existe un aliviadero de pluviales no consideramos h3

	HT =	4,04	3,29 m

En vertical de vertedero con pendiente en el fondo de un 10%

H_{vert}		3,76	3,01

Unidades instaladas		**1,00**	**1,00 Ud**
Diámetro adoptado		**17,00**	**17,00 m**
Altura bajo vertedero adoptada		**3,00**	**3,00 m**
Tipo de decantador		Rasquetas	Rasquetas
Superficie unitaria		226,87	226,87 m^2
Volumen unitario por decantador		744,87	744,87 m^3
Longitud vertedero		53,41	53,41 m
Velocidad ascensional real a caudal medio		0,58	0,39 m/h
Velocidad ascensional real a caudal máximo		1,17	0,79 m/h
Tiempo de retención a caudal medio		5,63	8,33 h
Tiempo de retención a caudal medio necesario		> 3,5	> 3,5 h
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal medio		2,33	1,58 kg/m^2/h
Carga s. por unid. de superficie nec. a caudal medio exigida		<2	<2 kg/m^2/h
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal punta		4,67	3,15 kg/m^2/h
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal punta exigida		< 4	< 4 kg/m^2/h
Carga sobre vertedero a caudal medio	< 5	2,48	1,68 m^3/ml h
Carga sobre vertedero a caudal punta	< 10	4,96	3,35 m^3/ml h

BOMBEO DE ESPUMAS Y FLOTANTES

Sistema de barrido	Barredor superficial adosado al puente del dec.	
Sistema de recogida	Tolva	
Sistema de evacuación	A concentrador de grasas	
Tipo de bomba	Centrifuga sumergible	
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00 ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00 ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00 uds
Caudal unitario	10,00	10,00 m^3/h
Altura manometrica	10,00	10,00 m.c.a.
Destino de las espumas y flotantes	Concentrador de grasas	

TRATAMIENTO DE FANGOS

BALANCE DE FANGOS EN EXCESO	**DISEÑO**	**REAL**	
FANGOS EN EXCESO DERIVADOS DE LA DBO			
Peso de DBO5 que entran al biológico	762,00	510,99	kg/dia
Peso de DBO5 que sale del biológico	79,38	53,68	kg/dia
Peso de DBO5 eliminada	682,63	457,31	kg/dia
Fangos biológicos en exceso	546,10	365,85	kg/dia
Concentración del fango purgado del decantador 2º	7,50	7,50	kg/m^3
Volumen de fangos biológicos purgados	72,81	48,78	m^3/dia
FANGOS DERIVADOS DE LA ELIMINACION DEL P			
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	180,07	90,06	kg/dia
Concentración del fango purgado	7,50	7,50	kg/m^3
Volumen de fangos debidos a la eliminación del P	24,01	12,01	m^3/dia
BOMBEOS DE FANGOS			
Volumen de fangos a purgar	96,82	60,79	m^3/dia
Lugar de envío	Espesamiento por gravedad		
Forma de envio	Bombeo		
Tipo de bomba	Centrifuga sumergible		
Tiempo de purga	12,00	12,00	h/d
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00	ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	ud
Caudal de purga teórico	8,07	5,07	m^3/h
Caudal minimo de la bomba	8,07	5,07	m^3/h
Caudal de la bomba adoptado	**15,00**	**15,00**	m^3/h
Altura manométrica	10,00	10,00	mca
Sistema de control	Temporizado-programado		

ESPESAMIENTO DE FANGOS

Tipo de espesador	Por gravedad		
Fangos a espesar	726,17	455,91	kg/dia
Concentración promedia	7,50	7,50	kg/m^3
Volumen de fangos a espesar	96,82	60,79	m^3/dia
Caudal de espesamiento horario	15,00	15,00	m^3/h
PARAMETROS DE CALCULO			
Carga de sólidos <	30,00	30,00	kg/m^2/dia
Carga hidraulica <	0,45	0,45	m^3/m^2/h
Tiempo de retención de fangos >	24,00	24,00	h
Concentración fango espesado <	30,00	30,00	gr/l
Número de espesadores	**1,00**	**1,00**	**ud**
Tipo = rasquetas con picket-fence vertical central			
Accionamiento = central			
Superficie mínima necesaria	33,33	33,33	m^2
Por carga hidraulica	33,33	33,33	m^2
Por carga de sólidos	24,21	15,20	m^2
Diametro mínimo necesario	6,52	6,52	m
Diámetro adoptado	**7,00**	**7,00**	**m**
Superficie real unitaria	38,47	38,47	m^2
Superficie real	38,47	38,47	m^2
Carga de sólidos máxima real	18,88	11,85	kg/m^2/dia
Carga hidraulica real	0,39	0,39	m^3/m^2/h
Pendiente del fondo	13,00	13,00	%
Volumen a tratar	96,82	60,79	m^3/dia
Concentración de fangos espesados	30,00	30,00	kg/m^3
Concentración promedia	15,00	15,00	kg/m^3
Volumen total necesario	77,46	48,63	m^3
Volumen unitario necesario	77,46	48,63	m^3
Altura util mínima	2,01	1,26	m
Altura util adoptada	**3,50**	**3,50**	**m**
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	**4,00**	**4,00**	**m**
Capacidad real unitaria	140,46	140,46	m^3
Capacidad real total	140,46	140,46	m^3
Tiempo de retención hidraúlico	1,45	2,31	dias
Tiempo de retención de sólidos	2,90	4,62	dias
Volumen de fangos espesados	24,21	15,20	m^3/dia
Concentración del fango espesado	30,00	30,00	kg/m^3
PRODUCCION DE SOBRENADANTES			
Volumen de sobrenadante de los espesadores	72,62	45,59	m^3/m^2/h
Destino de los sobrenadantes	Red de sobrenadantes		

DESHIDRATACION DE FANGOS			
Peso de fangos a deshidratar	726,17	455,91	kg/día
Concentración de entrada	30,00	30,00	kg/m^3
Volumen de fangos deshidratar	24,21	15,20	m^3/día
Días semanales de secado	5,00	5,00	dias/semana
Horas diarias de secado	8,00	8,00	h/dia
Carga diaria	1.016,64	638,27	kg/dia
Carga horaria	127,08	79,78	kg/h
Volumen horario	4,24	2,66	m^3/h
BOMBEO			
Tipo	Tornillo helicoidal		
N° de bombas en servico	1,00	1,00	Ud
n° de bombas de reserva	1,00	1,00	Ud
N° de bombas instaladas	2,00	2,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba	4,24	2,66	m^3/h
Rango de caudal unitario	DE 3 A 8	DE 3 A 8	m^3/h
Altura manométrica	10,00	10,00	mca
Regulación	Mediante variador eléctronico		
SECADO			
Tipo de secado	Centrifuga		
N° de centrífugas en servico	1,00	1,00	Ud
N° de centrífugas de reserva	0,00	0,00	Ud
N° de centrífugas a instalar	1,00	1,00	Ud
Caudal unitario necesario de centrifuga	4,24	2,66	m^3/h
Caudal unitario de centrifuga adoptado	**6,00**	**6,00**	m^3/h
Concentración de fango seco	22,00	22,00	%
ALMACENAMIENTO DE FANGOS SECOS			
Peso de fangos a secar por dia util	1.016,64	638,27	kg/d
Volumen de fangos a secar por dia util	33,89	21,28	m^3/dia
Sequedad obtenida	22	22	%
Volumen de fangos secos por dia util	4,62	2,90	m^3/dia
Densidad de la torta	1,10	1,10	T/m^3
Peso de fangos secos por dia util	5,08	3,19	T/d
ALMACENAMIENTO DE FANGOS SECOS			
Transporte de fangos secos	Tornillo elevador		
Destino del fango seco	Silo		
Capacidad de almacenamiento	4,00	4,00	días
Volumen necesario de almacenamiento	18,48	11,60	m^3
N° de silos	1,00	1,00	Ud
Capacidad de cada silo necesario	18,48	11,60	m^3
Volumen adoptado	**20,00**	**20,00**	m^3
Tiempo real de almacenamiento	4,33	6,89	días
Sobrenadantes del secado	29,27	18,37	m^3/dia
Destino	Vaciados y sobrenadantes		

ACONDICIONAMIENTO DEL FANGO			
FLOCULACION PREVIA			
Peso de fangos por día util	1.016,64	638,27	kg/d
Reactivo :	Polielectrolito		
Dosis media	5,00	5,00	kg/tn
Dosis máxima	6,00	6,00	kg/tn
Consumo medio diario	5,08	3,19	kg/dia
Consumo máximo diario	6,10	3,83	kg/dia
Horas de funcionamiento	8,00	8,00	h/dia
Consumo medio horario	0,64	0,40	kg/h
Consumo máximo horario	0,76	0,48	kg/h
Concentración de la solución madre	0,50	0,50	%
Consumo de solución madre medio diario	1.016,64	638,27	l/dia
Consumo de solución madre máximo diario	1.219,97	765,93	l/dia
Consumo de solución madre medio horario	127,08	79,78	l/h
Consumo de solución madre máximo horario	152,50	95,74	l/h
Dilución en la linea de dosificación	0,10	0,10	%
EQUIPO DE DOSIFICACION	1,00	1,00	ud
Unidad compacta de preparación y dosificación			
Numero de unidades compactas	1,00	1,00	uds
Capacidad de la unidad compacta	**1.000,00**	**1.000,00**	l
Dosificación			
Tipo de bomba	Tornillo helicoidal		
Nº de bombas dosificadoras en servicio	1,00	1,00	uds
Nº de bombas dosificadoras de reserva	1,00	1,00	uds
Nº de bombas dosificadoras instaladas	2,00	2,00	uds
Caudal nominal unitario mínimo	152,50	95,74	l/h
Caudal nominal unitario adoptado	**DE 30 A 300**	**DE 30 A 300**	**l/h**
Altura manométrica	10	10	m.c.a.
Regulación	Mediante variador de velocidad		

9.3. E.D.A.R DE TORDESILLAS

INDICE

1. INTRODUCCIÓN....1

2. ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES....1

2.1. SELECTOR ANAEROBIO....1

2.2. REDISEÑO DEL PROCESO BIOLÓGICO....6

2.3. PRECIPITACIÓN QUÍMICA DEL FÓSFORO....33

2.4. INSTRUMENTACIÓN....37

2.5. RESUMEN DE LAS ACTUACIONES PARA ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES....41

3. LÍNEA DE FANGOS....42

3.1. RECALCULO DE LA LÍNEA DE FANGOS....42

3.2. RESUMEN DE LAS ACTUACIONES EN LA LÍNEA DE FANGOS....49

4. OTRAS ACTUACIONES EN LA EDAR....49

5. ACTUACIONES FUERA DE LA PLANTA: ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUA RESIDUAL....53

6. RESUMEN GENERAL DE ACTUACIONES....59

1. INTRODUCCIÓN

Una vez descrita la situación actual de saneamiento y depuración de Tordesillas y planteadas las alternativas que mejor se adaptan en la EDAR y en la Estación de Bombeo previa, se describen y calculan las soluciones adoptadas, estructurándolas en los siguientes bloques:

EDAR

- Eliminación de nutrientes
- Línea de fangos
- Otras actuaciones en la EDAR

EBAR

2. ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES

2.1. SELECTOR ANAEROBIO

Dada la necesidad de eliminación de fósforo, se prevé una cámara anaerobia previa al tratamiento biológico para permitir el desarrollo de la cepa bacteriana acinetobacter y posibilitar la eliminación biológica del Fósforo.

Este tratamiento previo consistirá en una cámara con tiempo de retención suficiente para conseguir en condiciones anaerobias que se elimine fósforo de forma biológica. Los fangos que decantan en el clarificador se recircularán directamente al selector.

La eliminación biológica de fósforo permitirá economizar reactivos de precipitación química, aunque se dispondrá del sistema de dosificación ya existente para así complementar y garantizar que el efluente de salida tenga concentraciones de fósforo inferiores a 2mg/l.

La EDAR de Tordesillas no tiene sistema de dosificación de cloruro férrico, por lo que es necesario proyectar una instalación que complemente a la eliminación por vía biológica.

El selector se diseña para 150 min de TRH y con el caudal más desfavorable, que es el que se produce durante los meses de verano:

CAUDALES

Q medio =	4.016	m^3/día
Q medio =	167,3	m^3/h
Q punta =	401,6	m^3/h

DBO5

Carga diaria de entrada =	1.325,3	Kg/día
Concentración de entrada =	330,0	mg/l
Carga diaria de salida =	100,40	Kg/día
Concentración de salida =	25	mg/l
Rendimiento eliminación =	92,4	%

P_T

Carga diaria de entrada =	40,16	Kg/día
Concentración de entrada =	**10,0**	**mg/l**
Carga diaria de salida =	8,0	Kg/día
Concentración de salida =	**2,0**	**mg/l**
Rendimiento eliminación =	80,0	%

CÁMARA ANAEROBIA:

Nº líneas =	1,0	Ud.
TRH a Q medio=	150,0	min
Volumen necesario >	418,3	m^3
Longitud =	**7,0**	**m**
Anchura =	**15,0**	**m**
Superficie diseño =	105,0	m^2

Altura de agua =	**4,5 m**
Volumen de agua =	472,5 m^3
TRH a Q medio =	**169,4 min**

Para mantener los sólidos en suspensión, se proyecta un agitador:

Sistema de suspensión =	Dos agitadores
Potencia =	8,125 x ln M - 48,75
M=	6000,0 mg/l
P =	21,9 W/m^3
Volumen cámara =	472,5 m^3
Potencia necesaria =	10.364 W
Potencia unitaria =	5.182 W
Potencia unitaria diseño =	**5.000 W**

El volumen total del tratamiento biológico:

Volumen reactor biológico (anóxico + óxico) =	4.730 m^3
Volumen total selector anaerobio =	473 m^3
V total anóxico + óxico + anaerobio =	**5.203 m^3**

FÓSFORO SEDIMENTABLE

Sólo una reducida fracción de los fosfatos (en su mayoría de origen orgánico) es sedimentable. Esta fracción es entre el 5% y el 15%. En una primera estimación se aproxima en 10%.

P sedimentable =	10%
P sedimentable =	**1 mg/l**
Carga P sedimentable =	4,02 Kg/día

FÓSFORO EN FANGOS ACTIVOS

Factor de propensión Pf

Este factor se utiliza para determinar la fracción de fósforo contenida en la masa activa de los fango.

$$Pf = (DBO5ran - 13)\ fxa$$

Pf = factor de propensión en mg/l de DBO5r

DBO5ran = concentración de DBO5 rápidamente degradable contenida en el reactor anaerobio.

Concentración DBO5 =		330,0 mg/l
Fbs =DBO5rápidamente biodegradable: 0,33 agua decantada. 0,24 agua no decantada:	Fbs =	0,24 mg/l
DBO5 rápidamente biodegradable =		79,2 mg/l
Recirculación =		1,2

DBO5 rápidam biodegradable en el selector =

DBO5ran = (DBO5r- 8) / (1+R):

DBO5ran =	**32,4 mg/l**

fxa = fracción de fangos activados en fase anaerobia con relación a la masa total de fangos

DBO5 (disuelta) < 135 mg/l	fxa: 0,20 a 0,25
135 mg/litro < DBO5 d < 230 mg/l	fxa: 0,15 a 0,20
DBO5 d > 230 mg/l	fxa: 0,10 a 0,15

DBO5 total=	330,0 mg/l
DBO5 disuelta= 2/3 de la total =	220,0 mg/l
Fxa adoptado =	0,15 %
Pf =	**2,90 mg/l**

Llamamos Pa a la fracción de fósforo contenida en la masa activa de los fangos activados:

Según Marais, el factor de propensión y la fracción de fósforo en fangos activos

está relacionada por la siguiente expresión:

$$PD = (0.35 - 0.29xe^{(-0.4Pf)})x\frac{71}{(1+0.16Ef)}$$

Donde PD es el fósforo eliminado biológicamente (g Pt/g DBO eliminada)

Pf =	2,90 mg/l
E fango verano =	26,40 días
PD =	3,83 g P/g DBOelim
DBO5 a eliminar =	330,0 mg/l
Pmáx que puede eliminarse biológic=	**12,64 mg/l**

El valor de la Edad del fango se calcula posteriormente, en el apartado del proceso biológico. Los 26,4 días corresponde con la edad del fango más desfavorable, la de verano.

La totalidad del fósforo que puede eliminarse:

P sedimentable =	1,00 mg/l
P fangos activos =	12,64 mg/l
P que puede eliminarse=	**13,64 mg/l**

Según cálculos, para la edad del fango más desfavorable que es la de verano, con el selector se consigue eliminar todo el fósforo por vía biológica.

Considerando el fósforo inerte:

$$P_{MOI} = (\frac{0.034}{0.16 + \frac{1}{Ef}}) + 0.225$$

P_{MOI} =	0,393	g P/g DBO elim
DBO5 a eliminar =	330,0	mg/l
P máximo inerte=	**1,30**	**mg/l**

EL fósforo total que puede eliminarse:

P sedimentable =	1,00	mg/l
P fangos activos =	12,64	mg/l
P máximo inerte=	1,30	mg/l
P que puede eliminarse=	**14,94**	**mg/l**

P total que se puede eliminar =	**14,94**	**mg/l**
Kg de P que puede eliminarse =	60,0	Kg/día

2.2. REDISEÑO DEL PROCESO BIOLÓGICO

Con el selector anaerobio en cabecera, se realiza un rediseño del proceso biológico considerando la situación de invierno y de verano.

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Habitantes eq =	**17.250 hab**
Caudal de diseño =	**3.450 m^3/día**

Caudales medios de diseño:

Qmedio =	**3.450 m^3/día**
Qmedio =	**143,8 m^3/h**
Qpunta =	**345,0 m^3/h**

Las concentraciones de diseño y por tanto la carga contaminante:

	Carga contaminante	Concentración
DBO_5 =	1.035,0 Kg/dia	300,0 mg/l
DQO =	3.105,0 Kg/dia	900,0 mg/l
SST =	1.035,0 Kg/dia	300,0 mg/l
N total =	172,5 Kg/dia	50,0 mg/l
P total =	34,5 Kg/día	10,0 mg/l

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO

Poblac censada 2011 =	9.172 hab

El caudal real se obtiene de las medidas diarias de caudal facilitadas por SOCAMEX:

Caudal medio diario real =	**3.080 m^3/día**

Caudales medios de diseño:

Qmedio =	**3.080,0 m^3/día**
Qmedio =	**128,3 m^3/h**
Qpunta =	**308,0 m^3/h**

Partiendo de las concentraciones registradas en el año 2011

	Carga contaminante	Concentración
DBO_5 =	1.016,4 Kg/día	330,0 mg/l
DQO =	77,0 Kg/día	600,0 mg/l
SST =	101,6 Kg/día	330,0 mg/l
N total =	154,0 Kg/día	50,0 mg/l
P total =	30,8 Kg/día	10,0 mg/l

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO

Poblac censada 2011 =	9.172 hab

El caudal real se obtiene de las medidas diarias de caudal facilitadas por SOCAMEX:

Caudal medio diario real =	**4.016 m^3/día**

Caudales medios de diseño:

Qmedio =	**4.016,0 m^3/día**
Qmedio =	**167,3 m^3/h**
Qpunta =	**401,6 m^3/h**

Partiendo de las concentraciones registradas en el año 2011

	Carga contaminante	Concentración
DBO_5 =	1.325,3 Kg/día	330,0 mg/l
DQO =	100,4 Kg/día	600,0 mg/l
SST =	132,5 Kg/día	330,0 mg/l
N total =	200,8 Kg/día	50,0 mg/l
P total =	40,2 Kg/día	10,0 mg/l

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
Los habitantes equivalentes:	Los habitantes equivalentes:	Los habitantes equivalentes:
E-H de diseño = 17.250 e-h	**E-H actual = 16.940 e-h**	**E-H actual = 22.088 e-h**
pH = entre 6 y 9	pH = entre 6 y 9	pH = entre 6 y 9
$T_{DISEÑO}$ = **12 °C**	$T_{DISEÑO}$ = **12 °C**	$T_{DISEÑO}$ = **16 °C**
REACTOR BIOLÓGICO	**REACTOR BIOLÓGICO**	**REACTOR BIOLÓGICO**
El tratamiento biológico de la EDAR es una ***aireación prolongada***, cuyos parámetros de diseño son los siguientes:	El tratamiento biológico de la EDAR es una ***aireación prolongada***, cuyos parámetros de diseño son los siguientes:	El tratamiento biológico de la EDAR es una ***aireación prolongada***, cuyos parámetros de diseño son los siguientes:
Carga másica(Kg DBO_5/Kg MLSS.d)= 0,07 < Cm < 0,2	Carga másica (Kg DBO_5/Kg MLSS.d)= 0,07 < Cm < 0,2	Carga másica (Kg DBO_5/Kg MLSS.d)= 0,07 < Cm < 0,2
Edad del Fango (días) = entre 10 y 30	Edad del Fango (días) = entre 10 y 30	Edad del Fango (días) = entre 10 y 30
Rendimiento eliminac DBO_5 (%) = 92% - 95 %	Rendimiento eliminac DBO_5 (%) = 92% - 95 %	Rendimiento eliminac DBO_5 (%) = 92% - 95 %
Tiempo de retención hidráulico = 24 h	Tiempo de retención hidráulico = 24 h	Tiempo de retención hidráulico = 24 h
MLSS aprox = 4 Kg/m^3	MLSS = 4 Kg/m^3	MLSS = 4 Kg/m^3

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO

CÁLCULO DE LA CARGA MÁSICA Y EL VOLUMEN:

Volumen del reactor biológico existente:

Nº reactores =	**2 Ud.**
L recta =	30 m
H agua =	5 m
Anchura canal =	6 m
Área =	473 m^2
Vunitario =	2.365,0 m^3
Vtotal =	**4.730,0 m^3**

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO

CÁLCULO DE LA CARGA MÁSICA Y EL VOLUMEN:

Volumen del reactor biológico existente:

Nº reactores =	**2 Ud.**
L recta =	30 m
H agua =	5 m
Anchura canal =	5 m
Área =	473 m^2
Vunitario =	2.365,0 m^3
Vreactor =	**5.203,0 m^3**

Volumen de la cámara anaerobia:

Longitud =	7,0 m
Anchura =	15,0 m
Superficie diseño =	105,0 m^2
Altura de agua =	4,5 m
Volumen de agua =	**472,5 m^3**

Volumen total:

Volumen total tto biológico =	**5.675,5 m^3**

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO

CÁLCULO DE LA CARGA MÁSICA Y EL VOLUMEN:

Volumen del reactor biológico existente:

Nº reactores =	**2 Ud.**
L recta =	30 m
H agua =	5 m
Anchura canal =	5 m
Área =	473 m^2
Vunitario =	2.365,0 m^3
Vreactor =	**5.203,0 m^3**

Volumen de la cámara anaerobia:

Longitud =	7,0 m
Anchura =	15,0 m
Superficie diseño =	105,0 m^2
Altura de agua =	4,5 m
Volumen de agua =	**472,5 m^3**

Volumen total:

Volumen total tto biológico =	**5.675,5 m^3**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
DBO_5 = 1.035 Kg/día	DBO_5 = 1.016 Kg/día	DBO_5 = 1.325 Kg/día
$MLSS_{DISEÑO}$ = 4 Kg/m^3	$MLSS_{REAL}$ = 4 Kg/m^3	$MLSS_{REAL}$ = 4 Kg/m^3
Cm= 0,055 Kg DBO5/Kg MLSS.d	**Cm= 0,045 Kg DBO5/Kg MLSS.d**	**Cm= 0,058 Kg DBO5/Kg MLSS.d**
EDAD DEL FANGO	***EDAD DEL FANGO***	***EDAD DEL FANGO***
La Edad del Fango se calcula a partir de la carga másica y el rendimiento:	La Edad del Fango se calcula a partir de la carga másica y el rendimiento:	La Edad del Fango se calcula a partir de la carga másica y el rendimiento:
$Efango = \frac{1}{[(1.2\,C_N^{1.22}) + 0.5(B-0.6)xCm]xR/100}$	$Efango = \frac{1}{[(1.2\,C_N^{1.22}) + 0.5(B-0.6)xCm]xR/100}$	$Efango = \frac{1}{[(1.2\,C_N^{1.22}) + 0.5(B-0.6)xCm]xR/100}$
Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100%	Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100%	Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100%
SS = reducida al 35% = 195,0 mg/l	SS = reducida al 35% = 214,5 mg/l	SS = reducida al 35% = 214,5 mg/l
DBO5 = al 100% en b° = 300,0 mg/l	DBO5 = al 100% en b° = 330,0 mg/l	DBO5 = al 100% en b° = 330,0 mg/l
Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,65	**Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,65**	**Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,65**
R = rendimiento. Se establece una eliminación del 95% de DBO5	R = rendimiento. Se establece una eliminación del 95% de DBO5	R = rendimiento. Se establece una eliminación del 95% de DBO5
Aplicando la ecuación la edad del fango:	Aplicando la ecuación la edad del fango:	Aplicando la ecuación la edad del fango:
E_{FANGO} = **28,6 días**	E_{FANGO} = **36,5 días**	E_{FANGO} = **26,4 días**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
EDAD DEL FANGO PARA NITRIFICACIÓN	***EDAD DEL FANGO PARA NITRIFICACIÓN***	***EDAD DEL FANGO PARA NITRIFICACIÓN***
Los procesos biológicos en los que se lleva a cabo nitrificación desnitrificación vienen relacionados por la siguiente expresión:	Los procesos biológicos en los que se lleva a cabo nitrificación desnitrificación vienen relacionados por la siguiente expresión:	Los procesos biológicos en los que se lleva a cabo nitrificación desnitrificación vienen relacionados por la siguiente expresión:
$(1-fM)=\frac{fS*(foh+1/ef)}{fcn}$	$(1-fM)=\frac{fS*(foh+1/ef)}{fcn}$	$(1-fM)=\frac{fS*(foh+1/ef)}{fcn}$
A partir de esta ecuación es posible calcular la *edad mínima del fango para conseguir nitrificación:*	A partir de esta ecuación es posible calcular la *edad mínima del fango para conseguir nitrificación:*	A partir de esta ecuación es posible calcular la *edad mínima del fango para conseguir nitrificación:*
fM = fracción de MLSS en anóxica 0,3	fM = fracción de MLSS en anóxica 0,3	fM = fracción de MLSS en anóxica 0,3
fS = factor de seguridad 1,25	fS = factor de seguridad 1,25	fS = factor de seguridad 1,25
foh = factor para organismos heterótrofos	foh = factor para organismos heterótrofos	foh = factor para organismos heterótrofos
foh = 0,04 *1,029^(T-20) 0,032	foh = 0,04 *1,029^(T-20) 0,032	foh = 0,04 *1,029^(T-20) 0,036
fcn = factor de crecimiento bacterias nitrificantes	fcn = factor de crecimiento bacterias nitrificantes	fcn = factor de crecimiento bacterias nitrificantes
fcn = u20*1,123^(T-20)	fcn = u20*1,123^(T-20)	fcn = u20*1,123^(T-20)
u20 = 0,45	u20 = 0,45	u20 = 0,45
Tª = 12 °C	Tª = 12 °C	Tª = 16 °C
fcn= 0,178	fcn= 0,178	fcn= 0,283
La edad del fango minima ***para nitrificación***:	La edad del fango minima ***para nitrificación***:	La edad del fango minima ***para nitrificación***:
$E_{FANGO\ MINIMA}$ = 14,7 días	$E_{FANGO\ MINIMA}$ = 14,7 días	$E_{FANGO\ MINIMA}$ = 8,1 días

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO

EDAD DEL FANGO PARA ESTABILIZACIÓN

Los procesos de baja carga tienen una edad del fango elevada, para asegurar la estabilización de los fangos.

La Edad del Fango mínima para producir estabilización, basada en la Tª del agua:

Temperatura (°C)	Edad del fango (días)
5 °C	>35 días
10 °C	20 días
12 °C	17 días
14 °C	14,8 días
16 °C	13 días
18 °C	12 días

Para 12°C = E fango estabilización = 17 días

DISEÑO	
E fango diseño =	**28,6 días**
E fango nitrificac=	**14,7 días**
E fango estabilizac=	**17,0 días**

Para las condiciones de diseño el biológico tenía Efango suficiente para su estabilización y conseguir nitrificar para la Tª de 12°C y con una concentración en el reactor de 4 Kg/m^3.

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO

EDAD DEL FANGO PARA ESTABILIZACIÓN

Los procesos de baja carga tienen una edad del fango elevada, para asegurar la estabilización de los fangos.

La Edad del Fango mínima para producir estabilización, basada en la Tª del agua:

Temperatura (°C)	Edad del fango (días)
5 °C	>35 días
10 °C	20 días
12 °C	17 días
14 °C	14,8 días
16 °C	13 días
18 °C	12 días

Para 12°C = E fango estabilización = 17 días

REAL	
E fango diseño =	**36,5 días**
E fango nitrificac=	**14,7 días**
E fango estabilizac=	**17,0 días**

Para las condiciones reales en invierno el biológico tiene Efango suficiente para estabilizar los fangos y nitrificar, para T°=12°C y MLSS = 4,0 Kg/m^3

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO

EDAD DEL FANGO PARA ESTABILIZACIÓN

Los procesos de baja carga tienen una edad del fango elevada, para asegurar la estabilización de los fangos.

La Edad del Fango mínima para producir estabilización, basada en la Tª del agua:

Temperatura (°C)	Edad del fango (días)
5 °C	>35 días
10 °C	20 días
12 °C	17 días
14 °C	14,8 días
16 °C	13 días
18 °C	12 días

Para 16°C = E fango estabilización = 13 días

REAL	
E fango diseño =	**26,4 días**
E fango nitrificac=	**8,1 días**
E fango estabilizac=	**13,0 días**

Para las condiciones reales en verano el biológico tiene Efango suficiente para estabilizar los fangos y nitrificar, para T°=12°C y MLSS = 4,0 Kg/m^3

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:	***CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:***	***CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:***
El TRH debe rondar las 24h.	El TRH debe rondar las 24h.	El TRH debe rondar las 24h.
$Q_{MEDIO}(m^3/h)$= 143,8 — TRH (h) = 32,9	$Q_{MEDIO}(m^3/h)$= 128,3 — TRH (h) = 40,5	$Q_{MEDIO}(m^3/h)$= 167,3 — TRH (h) = 31,1
$Q_{PUNTA}(m^3/h)$= 345,0 — TRH (h)= 13,7	$Q_{PUNTA}(m^3/h)$= 308,0 — TRH (h)= 16,9	$Q_{PUNTA}(m^3/h)$= 401,6 — TRH (h)= 13,0
RENDIMIENTO EN LA ELIMINACIÓN DE LA DBO5	***RENDIMIENTO EN LA ELIMINACIÓN DE LA DBO5***	***RENDIMIENTO EN LA ELIMINACIÓN DE LA DBO5***
No es posible eliminar la totalidad de la DBO5 que entra en el reactor, ya que parte de la DBO5 es soluble y otra parte es consecuencia de los SS en el efluente. Se calculan ambas:	No es posible eliminar la totalidad de la DBO5 que entra en el reactor, ya que parte de la DBO5 es soluble y otra parte es consecuencia de los SS en el efluente. Se calculan ambas:	No es posible eliminar la totalidad de la DBO5 que entra en el reactor, ya que parte de la DBO5 es soluble y otra parte es consecuencia de los SS en el efluente. Se calculan ambas:
La DBO_5 soluble en el agua depurada:	La DBO_5 soluble en el agua depurada:	La DBO_5 soluble en el agua depurada:
$$DBO5efluente = \frac{DBO5entrada}{1+\frac{Km * DBO5entrada}{MLSS * Cm * 1000}}$$	$$DBO5efluente = \frac{DBO5entrada}{1+\frac{Km * DBO5entrada}{MLSS * Cm * 1000}}$$	$$DBO5efluente = \frac{DBO5entrada}{1+\frac{Km * DBO5entrada}{MLSS * Cm * 1000}}$$
Km = factor elimina DBO_5 días^{-1} 12ºC 216 días $^{-1}$	Km= factor elimina DBO_5 días^{-1} 12ºC 216 días $^{-1}$	Km= factor elimina DBO_5 días^{-1} 16ºC 288 días $^{-1}$
DBO_5 soluble = 1,01 mg/l	**DBO_5 soluble = 0,83 mg/l**	**DBO_5 soluble = 0,81 mg/l**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO

La DBO_5 consecuencia de los SS en el efluente (mg/l)

DBO_5 consec de SS = SS * f (Cm)

f(Cm)	Cm
0,8 Cm $^{1/2}$	< 0,5
0,58	≥ 0,5

Estableciendo la máxima concentración permitida de salida de SS:

DBO_5 consec de SS = 6,55 mg/l

La DBO5 a la salida:

DBO5 salida = 7,56 mg/l

La concentración de DBO5 a la salida es inferior al máximo valor permitido por la normativa vigente. El rendimiento de eliminación:

	Entrada	*Salida*	*Rto (%)*
DBO_5 (mg/l)=	300,0	7,56	97,5
DBO_5 (Kg/día)=	1035,0	26,08	97,5

Rendimiento eliminación DBO_5 = 97,5 %

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO

La DBO_5 consecuencia de los SS en el efluente (mg/l)

DBO_5 consec de SS = SS * f (Cm)

f(Cm)	Cm
0,8 Cm $^{1/2}$	< 0,5
0,58	≥ 0,5

Estableciendo la máxima concentración permitida de salida de SS:

DBO_5 consec de SS = 5,92 mg/l

La DBO5 a la salida:

DBO5 salida = 6,8 mg/l

La concentración de DBO5 a la salida es inferior al máximo valor permitido por la normativa vigente. El rendimiento de eliminación:

	Entrada	*Salida*	*Rto (%)*
DBO_5 (mg/l)=	330,0	6,8	98,0
DBO_5 (Kg/día)=	1016,4	20,8	98,0

Rendimiento eliminación DBO_5 = 98,0 %

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO

La DBO_5 consecuencia de los SS en el efluente (mg/l)

DBO_5 consec de SS = SS * f (Cm)

f(Cm)	Cm
0,8 Cm $^{1/2}$	< 0,5
0,58	≥ 0,5

Estableciendo la máxima concentración permitida de salida de SS:

DBO_5 consec de SS = 6,77 mg/l

La DBO5 a la salida:

DBO5 salida = 7,6 mg/l

La concentración de DBO5 a la salida es inferior al máximo valor permitido por la normativa vigente. El rendimiento de eliminación:

	Entrada	*Salida*	*Rto (%)*
DBO_5 (mg/l)=	330,0	7,6	97,7
DBO_5 (Kg/día)=	1325,3	30,4	97,7

Rendimiento eliminación DBO_5 = 97,7 %

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
DESNITRIFICACIÓN	***DESNITRIFICACIÓN***	***DESNITRIFICACIÓN***
La máxima concentración de nitrato que podría desnitrificarse:	La máxima concentración de nitrato que podría desnitrificarse:	La máxima concentración de nitrato que podría desnitrificarse:
$Dc = Sbi(\frac{fbs*(1-PY)}{2,86} + \frac{Y*E*K2*fx}{1+bht*E})$	$Dc = Sbi(\frac{fbs*(1-PY)}{2,86} + \frac{Y*E*K2*fx}{1+bht*E})$	$Dc = Sbi(\frac{fbs*(1-PY)}{2,86} + \frac{Y*E*K2*fx}{1+bht*E})$
Donde:	Donde:	Donde:
Sbi= Concent DQO biodegradable = 810 mg/l	Sbi= Concent DQO biodegradable = 540 mg/l	Sbi= Concent DQO biodegradable = 540 mg/l
fbs = DQOrapid biodeg/DQObiodeg= 0,24	fbs = DQOrapid biodeg/DQObiodeg= 0,24	fbs = DQOrapid biodeg/DQObiodeg= 0,24
P= DQO/SSV = 1,5	P= DQO/SSV = 1,5	P= DQO/SSV = 1,5
Y= Coeficiente crecim b.Heterótrofas= 0,45 mg SSV/mg DQO	Y= Coeficiente crecim b.Heterótrofas= 0,45 mg SSV/mg DQO	Y= Coeficiente crecim b.Heterótrofas= 0,45 mg SSV/mg DQO
K2=coeficiente desnitrificación=	K2=coeficiente desnitrificación=	K2=coeficiente desnitrificación=
$K2 = 0,1*1,08^{(T-20)}$ 0,054 mgN-NO3/mgSSV	$K2 = 0,1*1,08^{(T-20)}$ 0,054 mgN-NO3/mgSSV	$K2 = 0,1*1,08^{(T-20)}$ 0,074 mgN-NO3/mgSSV
bhT= coeficiente decrecimiento b. Heterótrofas =	bhT= coeficiente decrecimiento b. Heterótrofas =	bhT= coeficiente decrecimiento b. Heterótrofas =
$bhT = 0,24 * 1,029^{(T-20)} =$ 0,191 días^{-1}	$bhT = 0,24 * 1,029^{(T-20)} =$ 0,191 días^{-1}	$bhT = 0,24 * 1,029^{(T-20)} =$ 0,214 días^{-1}
E= Edad del fango = 28,6 días	E= Edad del fango = 36,5 días	E= Edad del fango = 26,4 días
fx = porcentaje de zona anóxica = 0,3	fx = 0,3	fx = 0,3
Dc = Concentración de $N\text{-}NO_3$ a elimin 48,2 mg/l	Dc = Concentración de $N\text{-}NO_3$ a elimin 32,8 mg/l	Dc = Concentración de $N\text{-}NO_3$ a elimin 36,0 mg/l
La máx concentración que puede desnitrificarse es 48,2 mg/l	***La máx concentración que puede desnitrificarse es 32,8 mg/l***	***La máx concentración que puede desnitrificarse es 36,0 mg/l***

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
NITRIFICACIÓN	***NITRIFICACIÓN***	***NITRIFICACIÓN***
La concentración de nitrógeno que no se nitrifica:	La concentración de nitrógeno que no se nitrifica:	La concentración de nitrógeno que no se nitrifica:
Hay una concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica. Se calcula mediante la siguiente expresión:	Hay una concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica. Se calcula mediante la siguiente expresión:	Hay una concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica. Se calcula mediante la siguiente expresión:
$Na = \frac{(Knt(dcn+1/ef)}{fcn(1-fx)-(dcn+1/ef)}$	$Na = \frac{(Knt(dcn+1/ef)}{fcn(1-fx)-(dcn+1/ef)}$	$Na = \frac{(Knt(dcn+1/ef)}{fcn(1-fx)-(dcn+1/ef)}$
Knt = coeficiente saturación para la nitrificación =	Knt = coeficiente saturación para la nitrificación =	Knt = coeficiente saturación para la nitrificación =
Knt = $1,123^{(T-20)}$ 0,395	Knt = $1,123^{(T-20)}$ 0,395	Knt = $1,123^{(T-20)}$ 0,629
dcn = coeficiente decrecimiento organismos nitrificantes =	dcn = coeficiente decrecimiento organismos nitrificantes =	dcn = coeficiente decrecimiento organismos nitrificantes =
dcn = 0,04*1,029(T-20) 0,032	dcn = 0,04*1,029(T-20) 0,032	dcn = 0,04*1,029(T-20) 0,036
ef = edad de fangos = 28,6 días	ef = edad de fangos = 36,5 días	ef = edad de fangos = 26,4 días
fcn = factor crecimiento bacterias nitrificantes =	fcn = factor crecimiento bacterias nitrificantes =	fcn = factor crecimiento bacterias nitrificantes =
fcn = u20*1,123(T-20) 0,178	fcn = u20*1,123(T-20) 0,178	fcn = u20*1,123(T-20) 0,283
Por tanto la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica:	Por tanto la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica:	Por tanto la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica:
Na = 0,46 mg N-NH_3/l	**Na = 0,36 mg N-NH_3/l**	**Na = 0,37 mg N-NH_3/l**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
NKT EN EL EFLUENTE	***NKT EN EL EFLUENTE***	***NKT EN EL EFLUENTE***
La concentración de nitrógeno Kjendhal de diseño:	La concentración de nitrógeno Kjendhal de diseño:	La concentración de nitrógeno Kjendhal de diseño:
NKT = 50,0 mg/l	NKT = 50,0 mg/l	NKT = 50,0 mg/l
Además de la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica, las siguientes fracciones de NKT no se oxidan:	Además de la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica, las siguientes fracciones de NKT no se oxidan:	Además de la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica, las siguientes fracciones de NKT no se oxidan:
N orgánico soluble biodegradable	N orgánico soluble biodegradable	N orgánico soluble biodegradable
N orgánico soluble no biodegradable	N orgánico soluble no biodegradable	N orgánico soluble no biodegradable
Nitrógeno con los sólidos en efluente	Nitrógeno con los sólidos en efluente	Nitrógeno con los sólidos en efluente
Los porcentajes y concentraciones típicas de estos parámetros:	Los porcentajes y concentraciones típicas de estos parámetros:	Los porcentajes y concentraciones típicas de estos parámetros:
Concentración (mg/l)	Concentración (mg/l)	Concentración (mg/l)
Norgánico soluble biodegrad (2%) 1,0 mg/l	Norgánico soluble biodegrad (2%) 1,0 mg/l	Norgánico soluble biodegrad (2%) 1,0 mg/l
Norgánico soluble no biodeg (2%) 1,0 mg/l	Norgánico soluble no biodeg (2%) 1,0 mg/l	Norgánico soluble no biodeg (2%) 1,0 mg/l
NKT en sólidos en efluente = 0,05 Kg N/Kg SS	NKT en sólidos en efluente = 0,05 Kg N/Kg SS	NKT en sólidos en efluente = 0,05 Kg N/Kg SS
Concentración solidos salida = 35,0 mg/l	Concentración solidos salida = 35,0 mg/l	Concentración solidos salida = 35,0 mg/l
NKT en sólidos en efluente = 1,8 mg N/l	NKT en sólidos en efluente = 1,8 mg N/l	NKT en sólidos en efluente = 1,8 mg N/l
NKT en sólidos en efluente = 6,0 Kg N/día	NKT en sólidos en efluente = 5,4 Kg N/día	NKT en sólidos en efluente = 7,0 Kg N/día
La concentración de nitrógeno de salida:	La concentración de nitrógeno de salida:	La concentración de nitrógeno de salida:
Nsalida = Na + Norg bio + Norg no bio + N sólidos ef	**Nsalida = Na + Norg bio + Norg no bio + N sólidos ef**	**Nsalida = Na + Norg bio + Norg no bio + N sólidos ef**
NKT efluente = 3,75 mg/l	**NKT efluente = 3,75 mg/l**	**NKT efluente = 3,75 mg/l**
NKT efluente = 12,94 Kg/día	**NKT efluente = 11,55 Kg/día**	**NKT efluente = 15,06 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO

NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO

NKT en los fangos en exceso:

Para la desnitrificación hay que considerar que parte del nitrógeno se elimina con los fangos en exceso:

Esta cantidad depende de la Edad del fango:

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

Donde Ne son g N/100g DBO5

Ne =	4,50 g N/100g DBO5
NKT fangos en exceso =	45,40 Kg/día
NKT fangos en exceso =	**13,16 mg/l**

NKT insoluble:

	Concentración (mg/l)
N insoluble (10%)	5,0 mg/l

NKT insoluble =	**5,00 mg/l**

NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO

NKT en los fangos en exceso:

Para la desnitrificación hay que considerar que parte del nitrógeno se elimina con los fangos en exceso:

Esta cantidad depende de la Edad del fango:

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

Donde Ne son g N/100g DBO5

Ne =	4,50 g N/100g DBO5
NKT fangos en exceso =	44,80 Kg/día
NKT fangos en exceso =	**14,55 mg/l**

NKT insoluble:

	Concentración (mg/l)
N insoluble (10%)	5,0 mg/l

NKT insoluble =	**5,00 mg/l**

NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO

NKT en los fangos en exceso:

Para la desnitrificación hay que considerar que parte del nitrógeno se elimina con los fangos en exceso:

Esta cantidad depende de la Edad del fango:

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

Donde Ne son g N/100g DBO5

Ne =	4,30 g N/100g DBO5
NKT fangos en exceso =	55,68 Kg/día
NKT fangos en exceso =	**13,86 mg/l**

NKT insoluble:

	Concentración (mg/l)
N insoluble (10%)	5,0 mg/l

NKT insoluble =	**5,00 mg/l**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
Suponiendo estos valores tipo, la concentración de NTK a eliminar:	Suponiendo estos valores tipo, la concentración de NTK a eliminar:	Suponiendo estos valores tipo, la concentración de NTK a eliminar:
NKT a eliminar = NKT entrada - NKT efluente - NKT fangos exceso - NKT insoluble	**NKT a eliminar = NKT entrada - NKT efluente - NKT fangos exceso - NKT insoluble**	**NKT a eliminar = NKT entrada - NKT efluente - NKT fangos exceso - NKT insoluble**
NKT entrada = 50,0 mg/l	NKT entrada = 50,0 mg/l	NKT entrada = 50,0 mg/l
NKT efluente = 3,75 mg/l	NKT efluente = 3,75 mg/l	NKT efluente = 3,75 mg/l
NKT fangos en exceso = 13,16 mg/l	NKT fangos en exceso = 14,55 mg/l	NKT fangos en exceso = 13,86 mg/l
NKT insoluble = 5,0 mg/l	NKT insoluble = 5,0 mg/l	NKT insoluble = 5,0 mg/l
NKT a eliminar = 28,1 mg/l	**NKT a eliminar = 26,7 mg/l**	**NKT a eliminar = 27,4 mg/l**
Concent máx que puede desnitrificar el bº = 48,2 mg/l	**Concent máx que puede desnitrificar el bº = 32,8 mg/l**	**Concent máx que puede desnitrificar el bº = 36,0 mg/l**
Concentración a desnitrificar = 28,1 mg/l	**Concentración a desnitrificar = 26,7 mg/l**	**Concentración a desnitrificar = 27,4 mg/l**
	El biológico puede desnitrificar la concentración de NKT necesario.	El biológico puede desnitrificar la concentración de NKT necesario.

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
PRODUCCIÓN DE FANGOS En el reactor biológico debe mantenerse la concentración MLSS, para lo cual es necesario recircular parte del fango que se genera. En primer lugar se calcula la cantidad de fango que se formará a partir de la fórmula de ***Huisken:*** $IF = 1.2Cm^{0.23} + 0.5(B - 0.6)$ Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 195,0 mg/l DBO5 = al 100% en bº = 300,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,65** IF = 0,64 Kg fango/kg DBO elim Carga contaminante DBO_5 elim= 1.008,9 Kg/día Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso: **Kg fangos exceso = 645,8 Kg/día**	***PRODUCCIÓN DE FANGOS*** En el reactor biológico debe mantenerse la concentración MLSS, para lo cual es necesario recircular parte del fango que se genera. En primer lugar se calcula la cantidad de fango que se formará a partir de la fórmula de ***Huisken:*** $IF = 1.2Cm^{0.23} + 0.5(B - 0.6)$ Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 214,5 mg/l DBO5 = al 100% en bº = 330,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,65** IF = 0,61 Kg fango/kg DBO elim Carga contaminante DBO_5 elim= 995,6 Kg/día Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso: **Kg fangos exceso = 609,7 Kg/día**	***PRODUCCIÓN DE FANGOS*** En el reactor biológico debe mantenerse la concentración MLSS, para lo cual es necesario recircular parte del fango que se genera. En primer lugar se calcula la cantidad de fango que se formará a partir de la fórmula de ***Huisken:*** $IF = 1.2Cm^{0.23} + 0.5(B - 0.6)$ Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 214,5 mg/l DBO5 = al 100% en bº = 330,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,65** IF = 0,65 Kg fango/kg DBO elim Carga contaminante DBO_5 elim= 1.294,9 Kg/día Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso: **Kg fangos exceso = 840,8 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
El cálculo a partir de la ***normativa alemana ATV***:	El cálculo a partir de la ***normativa alemana ATV***:	El cálculo a partir de la ***normativa alemana ATV***:
$IF = 0.75 + 0.6MB - \frac{0.136*0.75*E*F}{1+(0.17*E*F)}$	$IF = 0.75 + 0.6MB - \frac{0.136*0.75*E*F}{1+(0.17*E*F)}$	$IF = 0.75 + 0.6MB - \frac{0.136*0.75*E*F}{1+(0.17*E*F)}$
MB = Relación SS/DBO5 = 0,65	MB = Relación SS/DBO5 = 0,65	MB = Relación SS/DBO5 = 0,65
E = Edad del fango = 28,6 días	E = Edad del fango = 36,5 días	E = Edad del fango = 26,4 días
F= $1,072^{(T-15)}$ 0,81	F= $1,072^{(T-15)}$ 0,81	F= $1,072^{(T-15)}$ 1,07
IF = 0,661 Kg fango/kg DBOelim	IF = 0,639 Kg fango/kg DBO elim	IF = 0,643 Kg fango/kg DBO elim
Carga contaminante DBO_5 eliminada= 1.008,9 Kg/día	Carga contaminante DBO_5 eliminada = 995,6 Kg/día	Carga contaminante DBO_5 eliminada = 1.294,9 Kg/día
Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso por la ATV:	Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso por la ATV:	Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso por la ATV:
Kg fangos en exceso 667,1 Kg/día	**Kg fangos en exceso 636,5 Kg/día**	**Kg fangos en exceso 832,8 Kg/día**
Se puede comprobar como la cantidad de fangos obtenida por ambos métodos es muy similar. Adoptando el valor de la ***fórmula de Huisken:***	Se puede comprobar como la cantidad de fangos obtenida por ambos métodos es muy similar. Adoptando el valor de la ***fórmula de Huisken:***	Se puede comprobar como la cantidad de fangos obtenida por ambos métodos es muy similar. Adoptando el valor de la ***fórmula de Huisken:***
Kg fangos exceso formados en bº = 645,78 Kg/día	Kg fangos exceso formados en bº = 609,7 Kg/día	Kg fangos exceso formados en bº = 840,8 Kg/día
Edad fangos purgados = 28,6 días	Edad fangos purgados = 36,5 días	Edad fangos purgados = 26,4 días
Concentración fangos decantados = 8 Kg/m^3	Concentración fangos decantados = 8 Kg/m^3	Concentración fangos decantados = 8 Kg/m^3
Volumen de fangos purga = 80,72 m^3/día	Volumen de fangos purga = 76,21 m^3/día	Volumen de fangos purga = 105,10 m^3/día

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
NECESIDADES DE OXÍGENO	***NECESIDADES DE OXÍGENO***	***NECESIDADES DE OXÍGENO***
El oxígeno necesario viene dado por la siguiente expresión:	El oxígeno necesario viene dado por la siguiente expresión:	El oxígeno necesario viene dado por la siguiente expresión:
O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación	*O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación*	*O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación*
1. Oxígeno síntesis celular: $O_{SC} = a * R * S_O$	***1. Oxígeno síntesis celular:*** $O_{SC} = a * R * S_O$	***1. Oxígeno síntesis celular:*** $O_{SC} = a * R * S_O$
a = coeficiente estequiométrico = 0,65 Kg O_2/Kg DBO5 elim	a = coeficiente estequiométrico = 0,65 Kg O_2/Kg DBO5 elim	a = coeficiente estequiométrico = 0,65 Kg O_2/Kg DBO5 elim
R = rendimiento eliminación DBO5 = 0,97 %	R = rendimiento eliminación DBO5 = 0,98 %	R = rendimiento eliminación DBO5 = 0,98 %
S = DBO5 eliminada/día Qm = 1.035,0 Kg/día	S = DBO5 eliminada/día Qm = 995,6 Kg/día	S = DBO5 eliminada/día Qm = 1.294,9 Kg/día
O_{2SC} a Q_{MEDIO} = 655,8 Kg/día	**O_{2SC} a Q_{MEDIO} = 633,9 Kg/día**	**O_{2SC} a Q_{MEDIO} = 822,3 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
2. Oxígeno respiración endógena:	***2. Oxígeno respiración endógena:***	***2. Oxígeno respiración endógena:***
$O_{RE} = K_{RE} * V * X$	$O_{RE} = K_{RE} * V * X$	$O_{RE} = K_{RE} * V * X$
K_{RE} = coefic respirac endógena — Kre = b20 * θ ^(T-20)	K_{RE} = coefic respirac endógena — Kre = b20 * θ ^(T-20)	K_{RE} = coefic respirac endógena — Kre = b20 * θ ^(T-20)
b20 = coef cinético a 20º C= 0,04 $KgO_2/KgMLSS.d$	b20 = coef cinético a 20º C= 0,04 $KgO_2/KgMLSS.d$	b20 = coef cinético a 20º C= 0,04 $KgO_2/KgMLSS.d$
θ = coef de temperatura = 1,029	θ = coef de temperatura = 1,029	θ = coef de temperatura = 1,029
K_{RE} = 0,0318	K_{RE} = 0,0318	K_{RE} = 0,0357
V = 4.730 m^3	V = 5.203 m^3	V = 5.203 m^3
X = 4 g/l	X = 4 g/l	X = 4 g/l
O_{2RE} a Q_{MEDIO} = 602,1 Kg/día	**O_{2RE} a Q_{MEDIO} = 662,3 Kg/día**	**O_{2RE} a Q_{MEDIO} = 742,5 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
3. Oxígeno para nitrificar:	***3. Oxígeno para nitrificar:***	***3. Oxígeno para nitrificar:***
Corresponde con el nitrógeno amoniacal	Corresponde con el nitrógeno amoniacal	Corresponde con el nitrógeno amoniacal
N-NO3 = máx concent nitratos = 50,0 mg/l	N-NO3 = máx concent nitratos = 50,0 mg/l	N-NO3 = máx concent nitratos = 50,0 mg/l
La carga contaminante:	La carga contaminante:	La carga contaminante:
N-NO3 caudal medio= 172,50 Kg/día de N-NO3	N-NO3 caudal medio= 154,00 Kg/día de N-NO3	N-NO3 caudal medio= 200,80 Kg/día de N-NO3
1 Kg de $N\text{-}NO_3$ requiere para formarse 4,6 Kg de O_2	1 Kg de $N\text{-}NO_3$ requiere para formarse 4,6 Kg de O_2	1 Kg de $N\text{-}NO_3$ requiere para formarse 4,6 Kg de O_2
O_{2N} a Q_{MEDIO} = 793,5 Kg/día	**O_{2N} a Q_{MEDIO} = 708,4 Kg/día**	**O_{2N} a Q_{MEDIO} = 923,7 Kg/día**
4. Oxígeno desprendido en la desnitrificación:	***4. Oxígeno desprendido en la desnitrificación:***	***4. Oxígeno desprendido en la desnitrificación:***
N-NO3 caudal medio= 172,50 Kg/día de N-NO3 form	N-NO3 caudal medio= 154,00 Kg/día de N-NO3 form	N-NO3 caudal medio= 200,80 Kg/día de N-NO3 form
1 g de $N\text{-}NO_3$- produce al oxidarse = 2,86 Kg de O_2	1 g de $N\text{-}NO_3$- produce al oxidarse = 2,86 Kg de O_2	1 g de $N\text{-}NO_3$- produce al oxidarse = 2,86 Kg de O_2
O_{2DN} a Q_{MEDIO} = 493,4 Kg/día	**O_{2DN} a Q_{MEDIO} = 440,4 Kg/día**	**O_{2DN} a Q_{MEDIO} = 574,3 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO		
Balance de Oxígeno al reactor:		
O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación		
Necesidades puntas teóricas:		
Punta de caudal =	2,4	
Punta de DBO5 =	1,5	
Punta efectiva =	0,45Pq + 0,55 Pc	
Punta efectiva =	1,91	
	MEDIO	**PUNTA**
O_{SC} =	655,8 Kg O_2/día	1.249,3 Kg O_2/día
O_{RE}	602,1 Kg O_2/día	602,1 Kg O_2/día
O_N	793,5 Kg O_2/día	1.511,6 Kg O_2/día
O_{DN}	493,4 Kg O_2/día	939,8 Kg O_2/día
O_2 necesario día=	**1.558,0 Kg O_2/día**	**2.423,2 Kg O_2/día**
O_2 necesario hora=	**64,9 Kg O_2/h**	**101,0 Kg O_2/h**

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO		
Balance de Oxígeno al reactor:		
O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación		
Necesidades puntas teóricas:		
Punta de caudal =	2,4	
Punta de DBO5 =	1,5	
Punta efectiva =	0,45Pq + 0,55 Pc	
Punta efectiva =	1,91	
	MEDIO	**PUNTA**
O_{SC} =	633,9 Kg O_2/día	1207,6 Kg O_2/día
O_{RE}	662,3 Kg O_2/día	662,3 Kg O_2/día
O_N	708,4 Kg O_2/día	839,0 Kg O_2/día
O_{DN}	440,4 Kg O_2/día	839,0 Kg O_2/día
O_2 necesario =	**1.564,2 Kg O_2/día**	**1.869,9 Kg O_2/día**
O_2 necesario hora=	**65,2 Kg O_2/h**	**77,9 Kg O_2/h**

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO		
Balance de Oxígeno al reactor:		
O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación		
Necesidades puntas teóricas:		
Punta de caudal =	2,4	
Punta de DBO5 =	1,5	
Punta efectiva =	0,45Pq + 0,55 Pc	
Punta efectiva =	1,91	
	MEDIO	**PUNTA**
O_{SC} =	822,3 Kg O_2/día	1566,6 Kg O_2/día
O_{RE}	742,5 Kg O_2/día	742,5 Kg O_2/día
O_N	923,7 Kg O_2/día	1094,0 Kg O_2/día
O_{DN}	574,3 Kg O_2/día	1094,0 Kg O_2/día
O_2 necesario =	**1.914,3 Kg O_2/día**	**2.309,1 Kg O_2/día**
O_2 necesario hora=	**79,8 Kg O_2/h**	**96,2 Kg O_2/h**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
Necesidad de Oxígeno real:	***Necesidad de Oxígeno real:***	***Necesidad de Oxígeno real:***
La necesidad de oxígeno real viene determinada por la capacidad de oxigenación	La necesidad de oxígeno real viene determinada por la capacidad de oxigenación	La necesidad de oxígeno real viene determinada por la capacidad de oxigenación
$OC = O_R * \frac{C_S^{-10}}{C_S - C_L} * \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} * \frac{P_0}{P_H} * \frac{1}{\alpha}$	$OC = O_R * \frac{C_S^{-10}}{C_S - C_L} * \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} * \frac{P_0}{P_H} * \frac{1}{\alpha}$	$OC = O_R * \frac{C_S^{-10}}{C_S - C_L} * \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} * \frac{P_0}{P_H} * \frac{1}{\alpha}$
Analizando cada parámetro:	*Analizando cada parámetro:*	*Analizando cada parámetro:*
O_R = Necesidad de O_2 en condiciones reales.	O_R = Necesidad de O_2 en condiciones reales.	O_R = Necesidad de O_2 en condiciones reales.
C_s^{-10} = Concent saturación O_2 a 10º C = 11,33 mg/l	C_s^{-10} = Concent saturación O_2 a 10º C = 11,33 mg/l	C_s^{-10} = Concent saturación O_2 a 10º C = 11,33 mg/l
C_s = Concent saturación O_2 a 12º C = 10,29 mg/l	C_s = Concent saturación O_2 a 12º C = 10,29 mg/l	C_s = Concent saturación O_2 a 12º C = 10,29 mg/l
C_L = Concent O_2 requerida en reactor= 2,00 mg/l	C_L = Concent O_2 requerida en reactor= 2,00 mg/l	C_L = Concent O_2 requerida en reactor= 2,00 mg/l
$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$ = Coeficientes de difusión. A 12º C = 0,9634	$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$ = Coeficientes de difusión. A 12º C = 0,9634	$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$ = Coeficientes de difusión. A 12º C = 0,9634
P_0 = P atmosférica a nivel mar = 760 mm Hg	P_0 = P atmosférica a nivel mar = 760 mm Hg	P_0 = P atmosférica a nivel mar = 760 mm Hg
P_h = P atmosférica a latitud EDAR = 700 mm Hg	P_h = P atmosférica a latitud EDAR = 700 mm Hg	P_h = P atmosférica a latitud EDAR = 700 mm Hg
α = Coeficiente de intercambio = 0,7	α = Coeficiente de intercambio = 0,7	α = Coeficiente de intercambio = 0,7
OC = 2,04 OR	**OC = 2,04 OR**	**OC = 2,04 OR**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO

A partir de la expresión, la capacidad de oxigenación:

OC a Q_{MEDIO} =	**3.182,4 Kg O_2/día**
OC a Q_{PUNTA} =	**4.949,5 Kg O_2/día**

Necesidad de aire

Concentración aire =	23,9 % peso es O_2
Densidad aire =	1,25 Kg/m^3

Para esta concentración, la cantidad de aire a inyectar en el reactor:

Aire a Q_{MEDIO} =	**13.315,5 Kg aire/d**
Aire a Q_{PUNTA} =	**20.709,2 Kg aire/d**

Y el volumen:

	Nm^3aire/d	**Nm^3aire/h**
Aire a Q_{MEDIO} =	**10.652,4**	**443,9**
Aire a Q_{PUNTA} =	**16.567,4**	**690,3**

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO

A partir de la expresión, la capacidad de oxigenación:

OC a Q_{MEDIO} =	**3.194,9 Kg O_2/día**
OC a Q_{PUNTA} =	**3.819,4 Kg O_2/día**

Necesidad de aire

Concentración aire =	23,9 % peso es O_2
Densidad aire =	1,25 Kg/m^3

Para esta concentración, la cantidad de aire a inyectar en el reactor:

Aire a Q_{MEDIO} =	**13.367,8 Kg aire/d**
Aire a Q_{PUNTA} =	**15.980,6 Kg aire/d**

Y el volumen:

	Nm^3aire/d	**Nm^3aire/h**
Aire a Q_{MEDIO} =	**10.694,3**	**445,6**
Aire a Q_{PUNTA} =	**12.784,5**	**532,7**

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO

A partir de la expresión, la capacidad de oxigenación:

OC a Q_{MEDIO} =	**3.910,0 Kg O_2/día**
OC a Q_{PUNTA} =	**4.716,5 Kg O_2/día**

Necesidad de aire

Concentración aire =	23,9 % peso es O_2
Densidad aire =	1,25 Kg/m^3

Para esta concentración, la cantidad de aire a inyectar en el reactor:

Aire a Q_{MEDIO} =	**16.359,9 Kg aire/d**
Aire a Q_{PUNTA} =	**19.734,3 Kg aire/d**

Y el volumen:

	Nm^3aire/d	**Nm^3aire/h**
Aire a Q_{MEDIO} =	**13.088,0**	**545,3**
Aire a Q_{PUNTA} =	**15.787,4**	**657,8**

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
El rendimiento de los difusores es función de los metros de lámina de agua en el reactor. El rendimiento aproximado para 5m altura:	El rendimiento de los difusores es función de los metros de lámina de agua en el reactor. El rendimiento aproximado para 5m altura:	El rendimiento de los difusores es función de los metros de lámina de agua en el reactor. El rendimiento aproximado para 5m altura:
Rto = 30 %	**Rto = 30 %**	**Rto = 30 %**
A partir del rendimiento de los difusores, el caudal de aire necesario a inyectar en las parrillas:	A partir del rendimiento de los difusores, el caudal de aire necesario a inyectar en las parrillas:	A partir del rendimiento de los difusores, el caudal de aire necesario a inyectar en las parrillas:
Aire a Q_{MEDIO} en las parrillas = 1.479,5 Nm^3aire/h	**Aire a Q_{MEDIO} en las parrillas = 1.485,3 Nm^3aire/h**	**Aire a Q_{MEDIO} en las parrillas = 1.817,8 Nm^3aire/h**
Aire a Q_{PUNTA} en las parrillas = 2.301,0 Nm^3aire/h	**Aire a Q_{PUNTA} en las parrillas = 1.775,6 Nm^3aire/h**	**Aire a Q_{PUNTA} en las parrillas = 2.192,7 Nm^3aire/h**
El número de difusores instalados y el caudal unitario:	El número de difusores instalados y el caudal unitario:	El número de difusores instalados y el caudal unitario:
$Q_{UNITARIO}$ dif existentes = 10 Nm^3/h	$Q_{UNITARIO}$ dif existentes = 10 Nm^3/h	$Q_{UNITARIO}$ dif existentes = 10 Nm^3/h
Nº difusores por reactor = 160 difusores	Nº difusores por reactor = 160 difusores	Nº difusores por reactor = 160 difusores
Nº difusores instalados= 320 difusores	Nº difusores instalados= 320 difusores	Nº difusores instalados= 320 difusores
Caudal aportado = 3.200 Nm^3/h	Caudal aportado = 3.200 Nm^3/h	Caudal aportado = 3.200 Nm^3/h
El número de difusores es suficiente para las necesidades de aireación en el reactor para la situación punta.	***El número de difusores es suficiente para las necesidades de aireación en el reactor para la situación media y punta.***	***El número de difusores es suficiente para las necesidades de aireación en el reactor para la situación media y punta.***

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
SOPLANTES:	***SOPLANTES:***	***SOPLANTES:***
Nº soplantes = 3	Nº soplantes = 3	Nº soplantes = 3
Nº soplantes en funcionamiento = 2	Nº soplantes en funcionamiento = 2	Nº soplantes en funcionamiento = 2
Nº soplantes de reserva = 1	Nº soplantes de reserva = 1	Nº soplantes de reserva = 1
Caudal unitario soplante = 1.560,0 Nm^3/h	Caudal unitario soplante = 1.560,0 Nm^3/h	Caudal unitario soplante = 1.560,0 Nm^3/h
Caudal total = 3.120,0 Nm^3/h	**Caudal total = 3.120,0 Nm^3/h**	**Caudal total = 3.120,0 Nm^3/h**
El caudal de la soplante proyectada es suficiente para las necesidades medias y puntas.	***El caudal de las soplantes existentes es suficiente para las necesidades medias y puntas.***	***El caudal de las soplantes existentes es suficiente para las necesidades medias y puntas.***

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO

DECANTADOR SECUNDARIO

Las condiciones que debe cumplir del decantador para proceso de aireación prolongada:

	Carga superficial		Carga de sólidos	
	m^3/m^2*h		Kg/m^2*h	
Tipo Proceso	Valor medio	Valor máximo	Valor medio	Valor máximo
Proceso media carga	≤ 0,8	≤ 1,5	≤ 2,5	≤ 4,5
Proceso aireación prolongada	≤0,5	≤0,9	≤1,8	≤3,2

Las características del decantador:

Diámetro =	**15 m**
Superficie unitaria=	176,7 m^2
Superficie total =	353,4 m^2
Altura recta agua =	4,5 m
Altura total centro =	5,4 m
Volumen total =	1.590,4 m^3

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO

DECANTADOR SECUNDARIO

Las condiciones que debe cumplir del decantador para proceso de aireación prolongada:

	Carga superficial		Carga de sólidos	
	m^3/m^2*h		Kg/m^2*h	
Tipo Proceso	Valor medio	Valor máximo	Valor medio	Valor máximo
Proceso media carga	≤ 0,8	≤ 1,5	≤ 2,5	≤ 4,5
Proceso aireación prolongada	≤0,5	≤0,9	≤1,8	≤3,2

Las características del decantador:

Diámetro =	**15 m**
Superficie unitaria=	176,7 m^2
Superficie total =	353,4 m^2
Altura recta agua =	4,5 m^2
Altura total centro =	5,4 m
Volumen total =	1.590,4 m^3

PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO

DECANTADOR SECUNDARIO

Las condiciones que debe cumplir del decantador para proceso de aireación prolongada:

	Carga superficial		Carga de sólidos	
	m^3/m^2*h		Kg/m^2*h	
Tipo Proceso	Valor medio	Valor máximo	Valor medio	Valor máximo
Proceso media carga	≤ 0,8	≤ 1,5	≤ 2,5	≤ 4,5
Proceso aireación prolongada	≤0,5	≤0,9	≤1,8	≤3,2

Las características del decantador:

Diámetro =	**15 m**
Superficie unitaria=	176,7 m^2
Superficie total =	353,4 m^2
Altura recta agua =	4,5 m^2
Altura total centro =	5,4 m
Volumen total =	1.590,4 m^3

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
La carga superficial:	**La carga superficial:**	**La carga superficial:**
Qmedio 143,8 m^3/h	Qmedio 128,3 m^3/h	Qmedio 167,3 m^3/h
Qpunta = 345,0 m^3/h	Qpunta = 308,0 m^3/h	Qpunta = 401,6 m^3/h
Superficie = 353,4 m^2	Superficie = 353,4 m^2	Superficie = 353,4 m^2
C_{SUPERF} Q_{MEDIO} = 0,41 $m^3/m^2.h$	C_{SUPERF} Q_{MEDIO} = 0,36 $m^3/m^2.h$	C_{SUPERF} Q_{MEDIO} = 0,47 $m^3/m^2.h$
C_{SUPERF} Q_{PUNTA} = 0,98 $m^3/m^2.h$	C_{SUPERF} Q_{PUNTA} = 0,87 $m^3/m^2.h$	C_{SUPERF} Q_{PUNTA} = 1,14 $m^3/m^2.h$
La carga hidráulica a Qmedio es adecuada. A Qpunta es justa.	La carga hidráulica a Qmedio y Qpunta es adecuada.	La carga hidráulica a Qmedio es adecuada. A Qpunta es algo elevada.
Y de carga de sólidos:	**Y de carga de sólidos:**	**Y de carga de sólidos:**
Concentración MLSS = 4 Kg/m^3	Concentración MLSS = 4 Kg/m^3	Concentración MLSS = 4 Kg/m^3
Qmedio 143,8 m^3/h	Qmedio 128,3 m^3/h	Qmedio 167,3 m^3/h
Qpunta = 345,0 m^3/h	Qpunta = 308,0 m^3/h	Qpunta = 401,6 m^3/h
Carga sólidos a Qm = 575,0 Kg/h	Carga sólidos a Qm = 513,3 Kg/h	Carga sólidos a Qm = 669,3 Kg/h
Carga sólidos a Qp = 1380,0 Kg/h	Carga sólidos a Qp = 1232,0 Kg/h	Carga sólidos a Qp = 1606,4 Kg/h
Superficie = 353,4 m^2	Superficie = 353,4 m^2	Superficie = 353,4 m^2
$C_{SÓLIDOS}$ Q_{MEDIO} = 1,63 $Kg/m^2.h$	$C_{SÓLIDOS}$ Q_{MEDIO} = 1,45 $Kg/m^2.h$	$C_{SÓLIDOS}$ Q_{MEDIO} = 1,89 $Kg/m^2.h$
$C_{SÓLIDOS}$ Q_{PUNTA} = 3,90 $Kg/m^2.h$	$C_{SÓLIDOS}$ Q_{PUNTA} = 3,49 $Kg/m^2.h$	$C_{SÓLIDOS}$ Q_{PUNTA} = 4,55 $Kg/m^2.h$
La carga de sólidos cumple a Qmedio pero a Qpunta está muy ajustada.	***La carga de sólidos cumple a Qmedio pero a Qpunta está muy ajustada.***	***La carga de sólidos cumple a Qmedio pero a Qpunta es bastante elevada.***

PARÁMETROS DE DISEÑO TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO INVIERNO	PARÁMETROS DISEÑO REALES BIOLÓGICO VERANO
TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:	***TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:***	***TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:***
Para procesos de aireación prolongada el TRH a Qpunta oscila entre las 3h y las 6h.	Para procesos de aireación prolongada el TRH a Qpunta oscila entre las 3h y las 6h.	Para procesos de aireación prolongada el TRH a Qpunta oscila entre las 3h y las 6h.
TRH a Qpunta = 4,6 h	TRH a Qpunta = 5,2 h	TRH a Qpunta = 4,0 h
El TRH es adecuado a Qpunta.	***El TRH es adecuado a Qpunta.***	***El TRH es adecuado a Qpunta.***
CARGA SOBRE EL VERTEDERO:	***CARGA SOBRE EL VERTEDERO:***	***CARGA SOBRE EL VERTEDERO:***
Cvertedero < 9 $m^3/m^2.h$ a Qpunta	Cvertedero < 9 $m^3/m^2.h$ a Qpunta	Cvertedero < 9 $m^3/m^2.h$ a Qpunta
$C_{VERTEDERO}=\frac{Qpunta}{2\cdot 2\pi\cdot R}$	$C_{VERTEDERO}=\frac{Qpunta}{2\cdot 2\pi\cdot R}$	$C_{VERTEDERO}=\frac{Qpunta}{2\cdot 2\pi\cdot R}$
$C_{VERTEDERO}$ = 3,66 $m^3/m.h$	$C_{VERTEDERO}$ = 3,27 $m^3/m.h$	$C_{VERTEDERO}$ = 4,26 $m^3/m.h$
Cumple la carga sobre vertedero.	***Cumple la carga sobre vertedero.***	***Cumple la carga sobre vertedero.***

2.3. PRECIPITACIÓN QUÍMICA DEL FÓSFORO

Para conseguir en el agua tratada una concentración inferior a 2 mg/l de P, se proyecta un selector anaerobio en cabecera para su eliminación biológica. Además se proyecta un pequeño edificio en el que se alojará un depósito de dosificación de cloruro férrico, con el fin de que este sistema de eliminación mediante precipitación química complemente a la eliminación por vía biológica.

La dosificación se diseña considerando que no se va a eliminar fósforo por vía biológica, ya que ésta será la situación más desfavorable.

El cálculo se realiza para la situación más desfavorable, que es la de verano.

Caudal medio diario =	4.016 m^3/día
Caudal medio horario =	167,33 m^3/h
Caudal punta horario =	401,6 m^3/h
Concentración media entrada=	10,0 mg/l
Carga contaminante media =	40,2 Kg/día
Concentración máxima a la salida =	2,0 mg/l
Carga contaminante máxima salida=	8,0 Kg/día

El fósforo a eliminar por vía química se calcula por la siguiente fórmula:

P entrada – P efluente – P sedimentable - P fangos exceso + P sólidos susp

A) P entrada

Concentración =	10,0 mg/l
Carga contaminante =	40,2 Kg/día

B) P efluente

Concentración =	2,0 mg/l
Carga contaminante =	8,0 Kg/día

C) P sedimentable

P sedimentable =	10%
P sedimentable =	**1 mg/l**
Carga P sedimentable =	4,02 Kg/día

D) P fangos exceso

Se calcula a partir de un factor que depende de la edad del fango:

P fangos exceso =	1,20	g P/100 gDBO elim
Carga contaminante DBO5=	1325,28	Kg/día
P a eliminar con fangos =	15,90	Kg/día
P a eliminar con fangos =	3,96	mg/l

E) P con SS efluente

Este factor hay que eliminarlo para así tener una concentración a la salida máxima de 2 mg/l.

P fangos exceso =	1,20	g P/100 gDBO el

P a eliminar con fangos =	15,90	Kg/día
Fangos en exceso =	1780,49	Kg/día
Concentración máx SS salida=	35,0	mg/l
P a eliminar con SS =	0,31	mg/l
P a eliminar con SS =	1,26	Kg/día

El fósforo a eliminar:

P eliminar vía química =	**3,4 mg/l**
P eliminar vía química =	**13,5 Kg/día**

Eliminación de fósforo =	Por vía química
Reactivo a dosificar =	$FeCl_3$
Tipo de suministro =	Camión cisterna

$$Fe^{+3} + PO_4^{-3} \leftrightarrow FePO_4$$

$$Fe^{+3} + 3OH^{-} \leftrightarrow Fe(OH)_3$$

Dosificación de reactivos:

Nº de bombas dosificación =	2,0 ud.
Nº bombas funcionamiento =	1,0 ud.
Nº bombas reserva =	1,0 ud.
Tipo de bomba dosificadora =	De membrana
Tipo de dosificación =	Volumétrica
Volumen medio a dosificar=	14,4 l/h
Caudal bombas existentes =	0-45 l/h

Forma comercial =	Disolución
Riqueza del producto comercial =	42 %
Densidad del producto comercial =	1,42 g/l
Consumo comercial medio =	251,2 Kg/día
Volumen medio =	176,9 l/día

Autonomía mínima de reactivo =	15 días
Volumen mínimo del depósito =	2.653 l
Volumen del depósito de diseño =	**10.000 l**
Autonomía depósito de diseño a Qm =	**57 días**

Dosificación de reactivos:

Nº de bombas dosificación de diseño =	2,0 ud.
Nº bombas funcionamiento =	1,0 ud.
Nº bombas reserva =	1,0 ud.
Tipo de bomba dosificadora =	De membrana
Tipo de dosificación =	Volumétrica
Volumen medio a dosificar=	7,4 l/h
Caudal bombas a proyectar =	0-45 l/h

Los fangos debidos a la precipitación química:

Fósforo medio a eliminar =	13,5 Kg/día
Moles de $FePO_4$ formados =	417,4 moles/día
Peso del $FePO_4$ formado =	63,0 Kg/día
Moles de $Fe(OH)_3$ formado	417,4 moles/día
Peso del $Fe(OH)_3$ formado =	44,6 Kg/día
Total fangos formados =	***107,6 Kg/día***
Concentración salida decantador =	8 g/l
Volumen de fango a tratar =	13,5 m^3/día

2.4. INSTRUMENTACIÓN

Control del proceso mediante potencial REDOX

Los procesos de nitrificación-desnitrificación con desfosfatación biológica y química, controlados mediante potencial redox, por su bajo coste de instalación y mínima necesidad de mano de obra, son los más adecuados para este tipo de poblaciones atendiendo a las experiencias existentes.

Por ello, se proyecta un medidor de tipo REDOX para cada biológico en Tordesillas-

Este modo, que funciona por ciclos, se basa en la aportación continua de oxígeno durante una determinado tiempo, que debe ser suficiente para producir la nitrificación y donde deben alcanzarse valores de oxígeno alrededor de los 2 mg/l. Terminado ese tiempo se pasa al proceso de desnitrificación en el que se deja de aportar oxígeno al licor mezcla durante el tiempo necesario para que se produzcan condiciones anaerobias y con ello desnitrificación.

Este tipo de operación supone un descenso en el número de horas de funcionamiento de los sistemas de aporte de aire frente al sistema convencional de operar mediante consigna de oxígeno.

En Tordesillas ya en la planta trabajan por ciclos pero en función del tiempo, a partir de una serie de experiencias y de rendimientos obtenidos, y no en función de los procesos de nitrificación y desnitrificación. Por ello, combinando el conocimiento actual de los operadores con una medida del potencial redox se pueden conseguir rendimientos de eliminación elevados y menores consumos energéticos.

El control de los tiempos de nitrificación y desnitrificación se llevará a cabo por dos medidores situados en el reactor.

Las consignas que controlan el funcionamiento son:

- Potencial redox.
- Tiempo redox estabilizado
- Estabilización.

El funcionamiento mediante potencial redox:

Cuando se pone en marcha la aireación en el tanque biológico, las bacterias nitrificantes oxidan el amonio a nitratos. El potencial redox aumenta a medida que va aumentando la concentración de compuestos oxidados, hasta un punto en que se estabiliza. En este momento el sistema procederá a parar las soplantes si se cumplen las siguientes condiciones:

- La señal redox se encuentra por encima de la señal de consigna para parada.
- La señal redox está estabilizada.

A esta parte del ciclo se le denomina **nitrificación**.

Tras la parada de las soplantes, los microorganismos consumen el oxígeno disuelto y reducen los nitratos a nitrógeno gas para aprovechar este oxígeno.

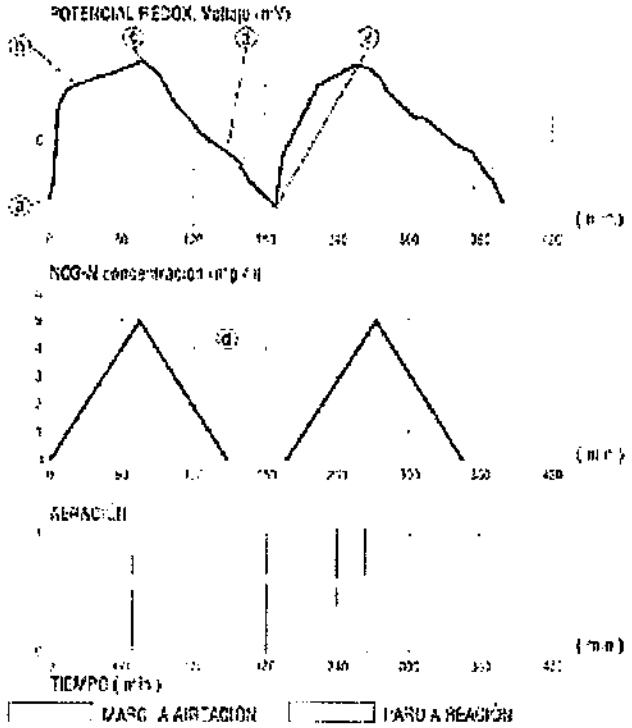
Con la desnitrificación vuelve a aumentar la concentración de formas reducidas, por lo que vuelve a disminuir el potencial redox hasta un punto en que prácticamente se estabiliza, en este punto en función de las consignas, se arrancarán nuevamente las soplantes empezado el ciclo de nitrificación. Este ciclo en el que el redox va descendiendo se denomina **desnitrificación**.

Cuando las condiciones en el tanque de aireación pasan de anóxicas a anaerobias, con un descenso brusco del potencial redox, algunas especies de bacterias emitirán fósforo al medio. Estas mismas bacterias, cuando se inicie un nuevo período de aireación, adsorberán más fósforo que el emitido en la fase anterior con un balance de eliminación entre el 40 y el 60%

Conjuntamente al control mediante el redox, se establecerá una supervisión paralela para impedir que un error en el medidor provoque un fallo del sistema, estableciendo para ello:

- Tiempo de nitrificación mínimo.
- Tiempo de nitrificación máximo.
- Tiempo de desnitrificación mínimo.
- Tiempo de desnitrificación máximo.

Un esquema del trabajo por ciclos a partir de la medida del redox podría ser el siguiente:



En un primer momento (punto a) el nitrógeno en sus formas reducidas que llega a la planta produce un potencial redox negativo. Como el oxígeno disuelto es cero, se pone en marcha la aireación.

Con oxígeno disuelto en el medio, mantenido entre 2 y 4 mg/l, y las condiciones adecuadas, las bacterias nitrificantes comienzan la oxidación del amoniaco transformándolo en nitratos. Al aumentar rápidamente la concentración de formas oxidadas y disminuir la de reducidas, el potencial redox se vuelve positivo en la fase **a-b**.

En la fase **b-c** la aireación está aún en marcha pero la producción de nitratos es mucho más lenta porque existe ya poco amoniaco acumulado. El potencial redox aumenta más lentamente. Cuando se estabiliza, se detiene la aireación.

A partir del punto **c**, con la aireación detenida, comienza la reducción de los nitratos a nitrógeno gaseoso. Es el proceso de desnitrificación. Durante la desnitrificación, disminuye el potencial redox, la concentración de oxígeno y la concentración de nitratos.

En las proximidades del punto **d**, esta disminución del potencial redox es más lenta porque existe una baja concentración de nitratos acumulada. El oxígeno disuelto en esta fase es 0 mg/l.

En el punto d se produce una inflexión en la curva de redox. Es el punto denominado "punto de concentración cero de nitratos". Este punto indica el final de la desnitrificación y el paso de condiciones anóxicas a anaerobias, con lo que al acumularse gran número de compuestos reducidos, el potencial redox disminuye de nuevo rápidamente.

Para poder trabajar mediante este sistema será necesario modificar el SCADA y poder acceder a su programación para que se pueda controlar el reactor biológico siguiendo dos posibles secuencias:

- Control a partir de la medida de oxígeno.
- Control a partir del REDOX. Trabajo por ciclos

De esta forma, además de contar con el sistema anteriormente propuesto, si se produjese algún fallo del proceso podría emplearse el control habitual por oxígeno disuelto.

Medida de los Sólidos en Suspensión en el biológico

Para poder controlar el funcionamiento de los reactores biológicos existentes, se propone la instalación de un medidor de Sólidos en Suspensión en cada uno de los tanques, que permita controlar y maniobrar la recirculación y purga de fangos en función de la concentración de trabajo del biológico.

Se realiza la medida de los sólidos en suspensión o la turbidez sumergidas directamente en el medio, sin necesidad de transporte ni acondicionamiento de muestra.

La medida se realiza mediante un fotómetro infrarrojo de doble ángulo de dispersión, lo que permite lecturas independientes de la coloración de la muestra.

Sustitución de sondas de O_2 existentes por otras de tipo luminiscente

Se propone la sustitución de las sondas de oxígeno existentes, de tipo electroquímico, por un sensor de tipo luminiscente, basado en un principio óptico completamente nuevo. Se proyectan dos medidores para cada uno de los reactores.

La medición se realiza sobre una película luminiscente sensible al oxígeno que se excita mediante un diodo luminoso de color azul.

Después de la excitación, la película luminiscente emite un pulso de luz roja. El tiempo de duración de este pulso remitido corresponde a la concentración de oxígeno. La medida de este tiempo no deriva debido a factores del proceso, de modo que el sensor LDO **no necesita calibración** por parte del usuario, limitando la necesidad de mantenimiento a limpiezas espaciadas y la sustitución cada 2 años de la cápsula del sensor.

Al contrario de los sensores electroquímicos no se consume oxígeno en este método óptico. Por lo tanto, la medición es más resistente a los depósitos de suciedad. Asimismo, la velocidad de flujo no influye tampoco en la fiabilidad de los valores de medición.

2.5. RESUMEN DE LAS ACTUACIONES PARA ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES

Las actuaciones para eliminación de nutrientes son las siguientes:

- Cámara anaerobia previa de 15x7m y altura de 4,5m de lámina de agua para eliminación de fósforo por vía biológica.
- Dos agitadores para la cámara anaerobia de 5 kW.
- Recirculación externa desde el pozo de fangos hasta la cámara anaerobia de Ø250 mm de FD.
- Instalación completa para la dosificación de cloruro férrico para precipitación química del fósforo, que complemente a la eliminación biológica. La instalación estará formada por dos bombas de carga de reactivo de 10 m^3/h, depósito de PRFV de $FeCl_3$ de $10m^3$ y dos bombas dosificadoras con caudal de 0 a 45 l/h.

- Instalación de la instrumentación necesaria para mejorar el funcionamiento y manejo del proceso biológico, proyectando en cada reactor una sonda REDOX, una sonda de sólidos en suspensión y dos medidores de oxígeno luminiscentes.

3. LÍNEA DE FANGOS

La línea de fangos debería estar diseñada para hacer frente al caudal de fangos generados tanto en invierno como en verano, por lo que para el estudio de su capacidad se considera el volumen más desfavorable, que es el de verano, debido al mayor caudal de llegada y por tanto la mayor carga contaminante a tratar.

Además es necesario considerar que con la dosificación de cloruro férrico se producirá un incremento de los fangos a tratar, debido a la precipitación química del fósforo.

Por tanto los fangos a tratar serán la suma de los generados en la situación más desfavorable, verano, calculados anteriormente, más los fangos formados por la precipitación química.

Tras el estudio del funcionamiento del proceso actual realizado en el anejo nº 2, se concluye que el problema existente en la línea de fangos es debido a que las bombas dosificadoras no son capaces de impulsar todo el caudal necesario para la estabilización de los fangos trabajando la centrífuga a 5 m^3/h.

Esto ocasiona que la centrífuga trabaja mediante el variador de frecuencia a menos caudal, para así poder dosificar el poli necesario al fango, pero esto provoca un aumento en las horas de trabajo innecesario por no poder trabajar con la centrífuga a su caudal nominal.

Por ello, el presente estudio se realiza considerando una ***sustitución en las bombas dosificadoras por otras de mayor caudal***, que permitan que la centrífuga trabaje con 5m^3/h de fango.

3.1. RECALCULO DE LA LÍNEA DE FANGOS

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.

Fangos del proceso biológico

Kg de fangos en exceso biológico =	645,8 Kg/día
Edad fangos purgados =	28,6 días
Concentración fangos decantados =	8,0 Kg/m^3
Volumen de fangos a tratamiento =	80,7 m^3/día

LÍNEA DE FANGOS. REAL DE VERANO

Fangos del proceso biológico

Kg de fangos en exceso biológico =	840,8 Kg/día
Edad fangos purgados =	26,4 días
Concentración fangos decantados =	8,0 Kg/m^3
Volumen de fangos a tratamiento =	105,1 m^3/día

Fangos de la precipitación química

Fósforo medio a eliminar =	13,5 Kg/día
Moles de FePO4 formados =	417,4 moles/día
Peso del FePO4 formado =	63,0 Kg/día
Moles de Fe(OH)3 formado	417,4 moles/día
Peso del Fe(OH)3 formado =	44,6 Kg/día
Total fangos formados =	***107,6 Kg/día***
Concentración salida decantador =	8 g/l
Volumen de fango a tratar =	***13,5 m^3/día***

EL volumen de fangos total:

Volumen de fangos =	**118,6 *m^3/día***

Los fangos de la precipitación química suponen aproximadamente un 10% del los fangos formados en el proceso biológico.

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.

ESPESADOR POR GRAVEDAD

Para aireación prolongada los parámetros de diseño:

	Diseño
Carga de sólidos =	< 30 kg/m^2.día
Carga hidráulica =	< 8 m^3/m^2.día
Tiempo de retención	> 24 h
Concentración del fango	de 20 a 30 g/l

Con la carga hidráulica y la carga de sólidos se calcula la superficie mínima, tomando para el diseño la más restrictiva:

$$S = \frac{Q}{C_{HIDRAULICA}} \qquad S = \frac{Q}{C_{SÓLIDOS}}$$

Q =	80,72 m^3/día
$C_{HIDRAULICA}$ <	8 m^3/m^2.día
S >	10,09 m^2

Y con la carga de sólidos:

$C_{SÓLIDOS}$ =	645,8 Kg/día
$C_{SÓLIDOS}$ <	30,0 kg/m^2.día
S >	21,5 m^2

LÍNEA DE FANGOS. REAL DE VERANO

ESPESADOR POR GRAVEDAD

Para aireación prolongada los parámetros de diseño:

	Diseño
Carga de sólidos =	< 30 kg/m^2.día
Carga hidráulica =	< 8 m^3/m^2.día
Tiempo de retención	> 24 h
Concentración del fango	de 20 a 30 g/l

Con la carga hidráulica y la carga de sólidos se calcula la superficie mínima, tomando tomando para el diseño la más restrictiva:

$$S = \frac{Q}{C_{HIDRAULICA}} \qquad S = \frac{Q}{C_{SÓLIDOS}}$$

Q =	118,55 m^3/día
$C_{HIDRAULICA}$ <	8 m^3/m^2.día
S >	14,82 m^2

Y con la carga de sólidos:

$C_{SÓLIDOS}$ =	948,4 Kg/día
$C_{SÓLIDOS}$ <	30,0 kg/m^2.día
S >	31,6 m^2

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.

Las características del espesador:

Diámetro =	6,00 m
Superficie espesador =	**28,27 m^2**
Altura útil =	4,50 m
$C_{HIDRAULICA}$ =	**2,85 m^3/m^2.día**
$C_{SÓLIDOS}$ =	**22,84 kg/m^2.día**
Volumen espesador =	127,23 m^3
TRH =	37,83 h

Carga sólidos salida =	645,78 Kg/día
Concentración =	30 Kg/m^3
$Q_{FANGOS\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***21,53 m^3/día***
Destino =	Deshidratac-estabilizac

La ***salida del sobrenadante*** se realiza por el vertedero situado en la parte superior del equipo. Es un caudal con una mínima concentración de sólidos.

$Q_{SOBRENADANTE\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***59,2 m^3/día***
Destino =	Red de retornos

LÍNEA DE FANGOS. REAL DE VERANO

Las características del espesador:

Diámetro =	6,00 m
Superficie espesador =	**28,27 m^2**
Altura del espesador =	4,50 m
$C_{HIDRAULICA}$ =	**4,19 m^3/m^2.día**
$C_{SÓLIDOS}$ =	**33,54 kg/m^2.día**
Volumen espesador =	127,23 m^3
TRH =	25,76 h

El espesador cumple los parámetros recomendados de carga hidráulica y TRH.

La carga de sólidos es un poco elevada en condiciones punta.

Carga sólidos salida =	948,40 Kg/día
Concentración =	30 Kg/m^3
$Q_{FANGOS\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***31,61 m^3/día***
Destino =	Deshidratac-estabilizac

La ***salida del sobrenadante*** se realiza por el vertedero situado en la parte superior del equipo. Es un caudal con una mínima concentración de sólidos.

$Q_{SOBRENADANTE\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***86,9 m^3/día***
Destino =	Red de retornos

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.

ESTABILIZACIÓN Y DESHIDRATACIÓN DEL FANGO

$Q_{FANGO\ A\ DESHIDRATAR}$ =	21,53 m^3/día
Concentración fango =	30,00 Kg/m^3

Nº equipos =	1 ud.
Tipo de deshidratación =	Mecánica con centrífuga
$Q_{DIARIO\ DE\ FANGO}$ =	21,53 m^3/día
Caudal de la centrífuga =	**5,00 m^3/h**
Horas al día necesarias =	**4,3 h/día**

Se lleva a cabo la ***estabilización del fango*** mediante la adicción de un floculante.

Reactivo a emplear =	Polielectrolito
Dosis polielectrolito =	5 Kg/T fangos
Q fangos a tratar cada hora operac=	5,00 m^3/h
Q fangos a estabilizar por hora útil =	150,00 Kg/h
Consumo polielectrolito =	0,75 Kg/h
Dilución de la preparación =	0,50 %
Consumo polielectrolito día=	**150,00 l/h útil**

LÍNEA DE FANGOS. REAL DE VERANO

ESTABILIZACIÓN Y DESHIDRATACIÓN DEL FANGO

$Q_{FANGO\ A\ DESHIDRATAR}$ =	31,61 m^3/día
Concentración fango =	30,00 Kg/m^3

Nº equipos =	1 ud.
Tipo de deshidratación =	Mecánica con centrífuga
$Q_{DIARIO\ DE\ FANGO}$ =	31,61 m^3/día
Caudal de la centrífuga =	**5,00 m^3/h**
Horas al día necesarias =	**6,3 h/día**

Se lleva a cabo la ***estabilización del fango*** mediante la adicción de un floculante.

Reactivo a emplear =	Polielectrolito
Dosis polielectrolito =	5 Kg/T fangos
Q fangos a tratar cada hora operac=	5,00 m^3/h
Q fangos a estabilizar por hora útil =	150,00 Kg/h
Consumo polielectrolito =	0,75 Kg/h
Dilución de la preparación =	0,50 %
Consumo polielectrolito día=	**150,00 l/h útil**

Y el ***equipo de dosificación de polielectrolito***:

Tipo:	Unidad de dosificación
Número de unidades:	1 ud
Capacidad de la unidad:	500 l
Nº de cámaras =	2 ud
Nº de agitadores =	1 ud
Bombas de dosificación:	2 Unidades
Caudal de las bombas =	0-100 l/h

Las bombas dosificadoras son pequeñas para el caudal que es necesairo dosificar por lo que actualmente la deshidratación está condicionada por este hecho.

Y el ***equipo de dosificación de polielectrolito***:

Tipo:	Unidad de dosificación
Número de unidades:	1 ud
Capacidad de la unidad:	500 l
Nº de cámaras =	2 ud
Nº de agitadores =	1 ud
Bombas de dosificación:	2 Unidades
Caudal de las bombas =	0-300 l/h

Se sustituyen las bombas dosificadoras de polielectrolito existentes por unas nuevas que sean suficientes para que la centrífuga trabaje a su caudal nominal, disminuyendo así las horas de deshidratación que emplean actualmente.

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.

La ***salida de los fangos de la centrífuga***:

Volumen de fangos de entrada =	21,53 m^3/día
Carga de sólidos de entrada =	645,78 Kg/día
Concentración fangos de entrada =	3,00 % ms
Concentración fangos salida centrífuga =	22,00 % ms
Carga de sólidos de salida =	645,78 Kg/día
Volumen de fangos de salida =	**2,94 m^3/día**

El volumen de ***sobrenadante de salida de la centrífuga***:

Volumen de sobrenadante =	**18,59 m^3/día**
Destino =	Red de retornos

DESTINO DE LOS FANGOS SECOS

El fango deshidratado se conduce a almacenamiento en una tolva de fangos.

Volumen de fango =	2,94 m^3/día
Concentración del fango =	22,00 %
Almacenamiento de fangos =	En tolva
Capacidad de la tolva =	***25 m^3***
Autonomía =	***8,5 días***

LÍNEA DE FANGOS. REAL DE VERANO

La ***salida de los fangos de la centrífuga***:

Volumen de fangos de entrada =	31,61 m^3/día
Carga de sólidos de entrada =	948,4 Kg/día
Concentración fangos de entrada =	3,00 % ms
Concentración fangos salida centrífuga =	22,00 % ms
Carga de sólidos de salida =	948,40 Kg/día
Volumen de fangos de salida =	**4,31 m^3/día**

El volumen de ***sobrenadante de salida de la centrífuga***:

Volumen de sobrenadante =	**27,30 m^3/día**
Destino =	Red de retornos

DESTINO DE LOS FANGOS SECOS

El fango deshidratado se conduce a almacenamiento en una tolva de fangos.

Volumen de fango =	4,31 m^3/día
Concentración del fango =	22,00 %
Almacenamiento de fangos =	En tolva
Capacidad de la tolva =	***25 m^3***
Autonomía =	***5,8 días***

3.2. RESUMEN DE LAS ACTUACIONES EN LA LÍNEA DE FANGOS

Tras el estudio del funcionamiento del proceso actual realizado en el anejo nº 2, se concluye que el problema existente en la línea de fangos es debido a que las bombas dosificadoras no son capaces de impulsar todo el caudal necesario para la estabilización de los fangos trabajando la centrífuga a 5 m^3/h.

Por ello, las actuaciones en la línea de fangos consisten en la sustitución de las bombas de dosificación de polielectrolito existentes por otras de caudal de 0 a 300l/h para poder trabajar con el caudal nominal de la centrífuga.

4. OTRAS ACTUACIONES EN LA EDAR

Estas actuaciones se basan en la descripción de la EDAR y sus deficiencias desarrollada en el anejo nº 1: descripción de la situación actual.

- ***Bomba de cabecera***

Se proyecta la sustitución de una de las tres bombas de cabecera por otra de mayor caudal, para garantizar que todo el caudal que llega desde el bombeo intermedio pueda ser introducido a tratamiento. La nueva bomba tendrá 250 m^3/h y 11 m.c.a. y sustituirá a una de las ya existentes.

Actualmente cuando arrancan más de una bomba en el bombeo intermedio, el bombeo de la EDAR no puede hacer frente a todo el caudal de llegada, por lo que es necesario tener programado el bombeo intermedio para que únicamente trabaje una bomba.

- ***Estructura metálica y polipasto manual***

Es necesario proyectar en el pozo de bombeo de la EDAR y en el pozo de fangos una estructura metálica y polipasto manual de 500 kg, que permita extraer las bombas del pozo para realizar labores de mantenimiento de los equipos de impulsión.

- ***Desbaste***

El desbaste está formado por dos canales de 0,7m de anchura. El principal equipado con un tamiz automático y tornillo transportador-compactador, y el de by-pass dotado de reja manual de luz de paso 15 mm.

En la actualidad están trabajando con los dos canales de forma continua, debido a que si se pone en funcionamiento dos bombas, el caudal diseñado como principal, dotado de tamiz, no puede hacer frente a la totalidad del caudal impulsado y el canal se desborda. Por ello, para poder tratar todo el caudal de llegada y arrancar los dos equipos de impulsión, se emplea también el canal de by-pass.

Será necesario sustituir la reja manual de luz de paso 15 mm que fue proyectada solo para usos puntuales en labores de mantenimiento, por un tamiz automático de luz de paso 3mm de tal forma que se consigan los mismos rendimientos de eliminación en uno u otro canal, garantizando la eliminación de residuos antes del desarenado-desengrasado.

Será necesario sustituir el tornillo transportador de sólidos existente por uno nuevo, para que recoja los desbastes de los dos tamices, ya que actualmente el tornillo sólo recoge lo de un canal, en el que está situado el tamiz.

- ***Sustitución del concentrador de grasas***

El concentrador de grasas es de capacidad hidráulica menor que el caudal que debe ser capaz de tratar. A este equipo llegan los flotantes de los decantadores y del desengrasado. Esto provoca que, cuando arrancan las bombas de flotantes e impulsan al concentrador, el equipo no pueda hacer frente al caudal de llegada y se desborde, vertiendo a la calzada.

Por ello, los equipos de impulsión de flotantes están programados en forma manual, de modo que se controla el nivel en el pozo y cuando es necesario realizar purga, se hace de forma manual, con pequeños arranques para evitar el desbordamiento del equipo.

Por ello, se considera imprescindible proyectar la sustitución del concentrador de grasas por un equipo de mayor capacidad, ya que la forma de operar actual en el bombeo de flotantes está produciendo mucho desgaste en los equipos de impulsión por los continuos arranques y paros en cortos periodos de tiempo.

- ***Calorifugado de tuberías***

Es necesario realizar un calorifugado de las tuberías de proceso que están a la intemperie, como la conducción de las grasas y agua al concentrador, y las tuberías de fangos, ya que en los días de heladas de invierno estas conducciones se congelan y se queda inoperativo el equipo.

- ***Sonda de nivel por ultrasonidos:***

La tolva no tiene medidor de ultrasonidos, por lo que deben subir los operarios y controlar el nivel visualmente. Será necesario proyectar un medidor de ultrasonidos en la tolva para facilitar las labores de explotación y el control de la gestión de residuos. El vaciado de la tolva se lleva a cabo una vez a la semana aproximadamente.

- ***Medidor Parshall para la medida del efluente depurado***

Actualmente el efluente depurado de salida de los decantadores se conduce a la arqueta vista y desde ésta al vertido al río Duero. Se proyecta una arqueta Parshall después del tratamiento con el fin de que se pueda conocer que caudal depurado es vertido al río en todo momento.

- ***Extractor de aire de la sala de fangos***

Cuando el personal de planta está en la EDAR tiene las ventanas de los edificios abiertas para asegurar la ventilación de la sala. Sin embargo cuando se van dejan todo cerrado para evitar robos, y no se dispone de ningún sistema de ventilación, lo que puede resultar peligroso, principalmente en la zona de deshidratación, donde se acumulan gases nocivos.

Por ello se propone instalar dos extractores de aire en la sala de deshidratación, que aseguren la correcta ventilación del recinto y mejoren la seguridad del personal.

- ***Red de agua industrial***

En el sinóptico de la EDAR viene reflejada una red de agua industrial mediante la toma de agua tratada en la arqueta de salida. Sin embargo, esta parte de la instalación no se ejecutó y no dispone de línea de agua industrial

Se considera necesario ***proyectar una red de agua industrial*** que permita realizar labores de mantenimiento y limpieza con agua industrial, así como el riego de las zonas verdes interiores a la EDAR.

Para ello se deberá instalar depósito, grupo de presión, red de riego formada por aspersores y riego por goteo, así como una red de limpieza con bocas de riego, para manguerazos y limpiezas.

Actualmente no realizan riego de las zonas verdes pues deberían hacerlo con agua potable y es una superficie demasiado extensa.

5. ACTUACIONES FUERA DE LA PLANTA: ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUA RESIDUAL

Para conducir todo el caudal hasta la depuradora se diseñó un emisario que transcurre paralelo al río Duero, con cuatro tramos principales, siendo el último de ellos en impulsión.

Para la impulsión del agua residual, se diseño una arqueta de bombeo, que aloja seis bombas centrífugas sumergibles, con unas dimensiones de 6,6x4,7m con una profundidad de unos 8m. Cuatro (3+1) de las bombas se emplean para impulsar el caudal de diseño a la EDAR, mientras que las dos restantes se emplean cuando se produce exceso de caudal por precipitaciones, impulsando el exceso a vertido al río Duero.

Durante los años en los que la EBAR lleva en funcionamiento, se ha producido multitud de problemas, debidos principalmente a la llegada al pozo de bombeo de objetos de grandes dimensiones que producen el atasque continuo de las bombas, debido a que el pozo sólo dispone de un cestón como sistema de desbaste.

Cuando los equipos de impulsión se atascan se produce su paro, lo que provoca que ante caudales punta de aguas negras, las bombas restantes no sean capaces de hacer frente a la totalidad del caudal de llegada, el nivel en el pozo comience a aumentar, y se alivie agua al río de forma directa.

Para evitar que esto se produzca por el atasque de las bombas, los operarios de la EDAR llevan a cabo labores de mantenimiento exhaustivas con limpiezas diarias de cada uno de los equipos, para garantizar que todo el caudal de llegada se conduce a la EDAR para su tratamiento, lo que incrementa de forma notable los costes de explotación así como la dificultad en la gestión.

A continuación se describen las actuaciones proyectadas para mejorar la EDAR en sus dos deficiencias principales, descritas en el anejo de situación actual: inundación ante crecidas del río Duero y no existencia de desbaste que provoca el continuo atasque de los equipos de impulsión.

Información previa:

Para los trabajos previos se ha contado con la información del proyecto de ejecución de la E.D.A.R. de Tordesillas y de la cartografía digital de la Confederación Hidrográfica del Duero. Entre estos documentos existe una diferencia en cuanto al plano de referencia de 75,15 m.

La cota del pozo se encuentra actualmente a la cota 666,50 m.s.n.m. Para determinar la elevación del pozo de gruesos se ha tomado como referencia la cota de inundabilidad del río Duero en ese tramo para un periodo de retorno de 50 años.

La cota resultante es la 668,27 m.s.n.m. que supone una diferencia respecto de la cota actual del pozo de 1,77 m. Con este dato se ha estimado suficiente la elevación del pozo de bombeo 2 m hasta la cota 668,50 m, superando en 23 cm la cota de inundabilidad mencionada.

Estas cotas de referencia se basan en la cartografía digital obtenida por la Confederación Hidrográfica del Duero. El proyecto de ejecución de la E.D.A.R de Tordesillas utiliza un plano de comparación diferente al del organismo público, por lo que todas las cotas de la planta de tratamiento y del pozo de bombeo no se corresponden. Para evitar errores en la redacción de este proyecto, se ha optado por seguir utilizando el sistema de referencia del proyecto de ejecución. La cota del bombeo actual, según los planos de ejecución, es la 591,35m y esta referencia supone restar a la cartografía de la CHD 75,15 m y por tanto, la cota de inundación del río Duero en este tramo y para un periodo de retorno de 50 años es la 593,12m. La cota definitiva del pozo a ejecutar será la 593,35m.

El colector de entrada al pozo es de Ø 600 mm y tiene una pendiente del 3‰, lo que hace que el caudal que transporta en régimen de lámina libre y al 90% de su capacidad es de 0,47 m³/s (1.692 m³/h).

El caudal máximo que puede tratar la E.D.A.R. es de 350 m³/h, que es el caudal que bombean las bombas del pozo.

Todos los trabajos se realizarán de manera que el pozo mantenga su capacidad de funcionamiento para evitar los vertidos directos al río. Durante la ejecución de los trabajos, los tiempos en los que los equipos de bombeo no funcionen se reducirán al

mínimo, tanto en número como en duración. Siempre que no sea posible evitar el vertido directo del influente se solicitará autorización a la Dirección de las Obras.

Con estas actuaciones el pozo dispondrá así de la capacidad de cortar, cuando sea necesario, la entrada del influente al pozo de bombeo. Actualmente esto no es posible llevarlo a cabo generando problemas al explotador, sobre todo en casos de inundaciones que afectan a la instalación eléctrica.

Entrada de sólidos al pozo de bombeo

Para evitar la entrada de sólidos al bombeo que puedan atascar las bombas existentes se ha proyectado un nuevo canal de entrada adosado a la arqueta del pozo de bombeo actual. La cota de la solera a ejecutar será la misma que la cota de la generatriz inferior del colector de entrada. Esta cota es la 587,14 m.s.n.m.

Este canal está divido en una primera cámara que consta de un aliviadero lateral de 2,00 m de longitud que verterá en caso que el caudal del efluente sea superior al caudal bombeado desde el pozo hasta la estación de tratamiento.

Esta primera cámara tiene unas dimensiones de 2,00 m de largo por 3,30 m de ancho. La cota del labio vertedero 590,10 m.s.n.m. y la cota de coronación del canal de entrada es la 593,35 m.s.n.m.

La cota de alivio del caudal se sitúa en la cota 590,10 m.s.n.m. En un pozo anterior al pozo de bombeo existe otro alivio directo al río que será necesario adaptar la cota del labio vertedero. Para ello se instalará una chapa deflectora en el labio vertedero actual a la misma cota que la de alivio en el pozo para evitar la entrada de agua en casos de crecida.

Para evitar la entrada de agua desde el río por las conducciones de alivio se han proyectado sendas válvulas de clapeta que impedirá la entrada de agua en caso de crecida del río. Estos órganos de cierre serán de Ø 300 mm en el caso del alivio aguas arriba del pozo y de Ø 400 mm en el alivio del pozo de bombeo. Será necesario realizar la protección del tubo de alivio de Ø 300 mm en su tramo final, próximo al río, para evitar el descubrimiento de la conducción. Actualmente hay un tramo de 15 m aproximadamente muy somero o descubierto totalmente y destruido.

En el pozo de bombeo, el caudal del efluente aliviado se conectará a la conducción de alivio existente mediante una conducción de Ø 400 mm de PVC, de igual diámetro y similares características que la existente, y un pozo de registro en la conexión.

Esta primera cámara está partida por un muro con dos huecos de 0,50 m x 0,50 m de dimensiones que dejan pasar el influente a la segunda cámara del canal. Esta segunda cámara está partida longitudinalmente en dos partes mediante un muro de hormigón de 30 cm de espesor, donde se instalarán una reja automática de desbaste y una reja de desbaste manual, ambas con una luz de paso de 40 mm.

Para un funcionamiento normal, el efluente pasará a través de la reja de desbaste automática que elevará todos los materiales retenidos hasta un tornillo sinfín que los evacuará al un contenedor metálico existente. En casos de avería o trabajos de mantenimiento de la reja automática se procederá al cierre de su compuerta mural y se dejará pasar el caudal entrante a través de la reja manual que deberá ser limpiada mediante un rastrillo u otro tipo de herramienta por los encargados del mantenimiento de las instalaciones. Ambas rejas son de acero inoxidable y tienen una luz de 40 mm.

Para el control del paso hacia una u otra reja se disponen sendas válvulas murales accionadas por motor y controladas desde el cuadro de control y mando. Estas válvulas son estancas a las cuatro caras y cubrirán perfectamente los huecos de entrada hacia las rejas (50 x 50 cm).

La entrada del efluente al pozo actual se hará por medio de dos huecos de iguales dimensiones que los de entrada a la reja, que se deberán practicar en el alzado del pozo de bombeo.

Toda la arqueta de entrada estará rematada con un suelo metálico de tipo trámex y se accederá hasta ella mediante una escalera metálica adosada a la parte trasera del pozo de bombeo.

Elevación de la cota del pozo

La cota final de elevación del pozo es la 593,35 m por lo que es necesario subir los alzados una altura de 2 m. Debido a que parte de la caseta del bombeo está situada sobre el pozo se hace necesaria su demolición. En ella se aloja el cuadro eléctrico de los equipos por lo que se debe trasladar provisionalmente a lugar protegido de la intemperie y próximo al pozo.

También es necesaria la demolición de la losa superior del pozo. Esta demolición se realizará con los medios adecuados para evitar que los cascotes caigan al interior del pozo, protegiendo así las bombas y evitando así la necesidad de su retirada del interior.

Para el anclaje de la armadura en los alzados del pozo existente se practicarán perforaciones verticales de 0,40 m de profundidad y 3 cm de diámetro para el anclaje de las armaduras de arranque. Las perforaciones realizadas se rellenarán con un mortero adhesivo estructural a base de resinas epoxi para la fijación de las barras al alzado existente. Fijados los arranques se procederá a la colocación del resto de la armadura y posterior encofrado y hormigonado de los alzados. Estos tendrán un espesor de 30 cm. Los alzados estarán rematados con berenjenos en su parte final para evitar la terminación de los alzados en aristas vivas.

La losa superior se realizará mediante una estructura metálica galvanizada como soporte del trámex. Estas piezas reticuladas se fijarán a la estructura bastidor mediante grapas y tornillería, de tal manera que el trámex se pueda retirar cuando sea necesario el acceso al fondo del pozo de bombeo o canal de entrada.

Tanto la arqueta como el canal de entrada dispondrán de una barandilla perimetral de protección de acero galvanizado.

Para la realización de operaciones de mantenimiento de las bombas se ha previsto una estructura metálica formada por cuatro pilares HEB-100 de 3 m de altura, anclados en su parte inferior al muro de los pozos y en su parte alta por otro perfil metálico HEB-100. A estos dos perfiles se soldará un perfil IPE-160 para trabajar como viga carril de un polipasto manual que sirva para la elevación de las bombas hasta la superficie del pozo y su posterior carga en vehículo.

Caseta de bombeo

Esta caseta está situada sobre la entrada de cada colector individual y el colector de impulsión general. Cada colector individual tiene instalado una válvula de compuerta, una anti retorno y un carrete de desmontaje, que están en buen estado y no se van a cambiar.

La estructura de la caseta se ha proyectado con perfiles metálicos que estarán convenientemente protegidas a la corrosión. El cerramiento se hará mediante fábrica de ladrillo hueco doble, enfoscada y maestreada tanto en el interior como en el exterior y posteriormente se aplicará pintura plástica en ambas caras.

La cubierta será a 1 agua, vertiendo hacia la parte posterior de la caseta. Estará formada por panel sándwich de chapa lacada e interior de poliestireno extruido y cubierta mediante lámina asfáltica con árido de autoprotección.

Se han dispuesto ventanas con carpintería metálica para la entrada de iluminación natural al interior de la caseta.

El suelo del interior será un trámex de acero galvanizado montado sobre estructura bastidor del mismo material. La cota del suelo coincidirá con la cota del pozo recrecido, por lo que toda la superficie estará en un único andar.

El trámex estará fijado al soporte mediante grapas atornilladas que permitan el acceso hasta el nivel inferior donde están situadas las válvulas de corte. Para acceder hasta ellas será necesario bajar por los pates anclados al alzado del pozo. Estos pates tienen el alma de acero y están recubiertos de polipropileno. Se situarán a una distancia de 30 cm cada uno.

6. RESUMEN GENERAL DE ACTUACIONES

EDAR

ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES

- Cámara anaerobia previa de 15x7m y altura de 4,5m de lámina de agua.
- Recirculación externa desde el pozo de fangos hasta la cámara anaerobia.
- Nuevo edificio que contiene el depósito y la instalación para la dosificación de cloruro férrico.
- Instalación de la instrumentación necesaria para mejorar el funcionamiento y manejo del proceso, situando en cada biológico una sonda REDOX, sonda de sólidos en suspensión y dos medidores de oxígeno luminiscentes.

LÍNEA DE FANGOS

- Sustitución de las bombas dosificadoras de polielectrolito por otras de mayor caudal hasta 300 l/h.

OTRAS ACTUACIONES EN LA EDAR

- Nuevo tamiz automático que sustituya a la reja manual del canal de by-pass
- Nuevo tornillo transportador de residuos de desbaste.
- Sustitución del concentrador de grasas por uno de mayor caudal.
- Calorifugado de las tuberías aéreas: grasas y fangos.
- Medidor de nivel por ultrasonidos en la tolva de fangos.
- Estructura metálica y polipasto manual para extracción de las bombas de cabecera y de las bombas de fangos.
- Extractor de aire de la sala de fangos.
- Medidor de nivel por ultrasonidos para la tolva de fangos.
- Arqueta de salida tipo Parshall para medida del efluente depurado.
- Red de agua industrial para riego y para su uso en labores de limpieza y mantenimiento.

ACTUACIONES FUERA DE LA EDAR

Recrecido del pozo de bombeo 2m para evitar inundaciones y colocación de un sistema de desbaste automático mediante reja de 40 mm en dos canales, dotados de compuertas, que mejoren el funcionamiento del bombeo y también de la EDAR.

9.4. E.D.A.R DE TUDELA DE DUERO

INDICE

1. INTRODUCCIÓN **1**

2. EDAR: ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES **1**

2.1. SELECTOR ANAEROBIO 1

2.2. REDISEÑO DEL PROCESO BIOLÓGICO 6

2.3. PRECIPITACIÓN QUÍMICA DEL FÓSFORO 30

2.4. INSTRUMENTACIÓN 34

2.5. RESUMEN DE LAS ACTUACIONES PARA ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES 39

3. EDAR: LÍNEA DE FANGOS **39**

3.1. RESUMEN DE ACTUACIONES EN LA LÍNEA DE FANGOS 47

4. EDAR: OTRAS ACTUACIONES **47**

5. ESTACIONES DE BOMBEO INTERMEDIAS **49**

6. COLECTOR MARGEN IZQUIERDA **50**

6.1. EMISARIO PRINCIPAL 50

6.2. COLECTOR MARGEN DERECHA 74

1. INTRODUCCIÓN

Una vez se ha descrito la situación actual, calculado los caudales de la incorporación de la margen izquierda, el funcionamiento resultante de la línea de agua y de fangos, y llevado a cabo un estudio de las alternativas, se describen y calculan las soluciones adoptadas, estructurándolas en los siguientes bloques:

EDAR

- Eliminación de nutrientes
- Línea de fangos
- Otras actuaciones en la EDAR

ESTACIONES DE BOMBEO

COLECTOR MARGEN IZQUIERDA

2. EDAR: ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES

2.1. SELECTOR ANAEROBIO

Dada la necesidad de eliminación de fósforo, se prevé una cámara anaerobia previa al tratamiento biológico para permitir el desarrollo de la cepa bacteriana acinetobacter y posibilitar la eliminación biológica del Fósforo.

Este tratamiento previo consistirá en una cámara, con tiempo de retención suficiente para conseguir en condiciones anaerobias la eliminación de fósforo por vía biológica. Los fangos que decantan en el clarificador se recircularán directamente a ésta cámara en vez de a los reactores biológicos.

La eliminación biológica de fósforo permitirá economizar reactivos de precipitación química, aunque se proyecta un sistema de dosificación de cloruro férrico, para así complementar y garantizar que el efluente de salida tenga concentraciones de fósforo inferiores a 2mg/l.

El selector se diseña para el caudal para el que fue diseñada la EDAR de 4.000m^3/día, para que toda la instalación pueda hacer frente al mismo caudal, ante incremento poblacional en Tudela de Duero, pero con las concentraciones calculadas de futuro incorporando la margen izquierda.

La concentración de fósforo para el cálculo se fija en 10 mg/l, algo superior a la de cálculo y a la que llega actualmente, para garantizar que en caso de aumentar la concentración de fósforo el selector pueda hacer frente a dicho incremento.

El TRH de cálculo para el diseño es de 150 min a caudal medio:

CAUDALES

Q medio =	3.200	m^3/día
Q medio =	133,3	m^3/h
Q punta =	320,0	m^3/h

DBO5

Carga diaria de entrada =	640,0	Kg/día
Concentración de entrada =	200,0	mg/l
Carga diaria de salida =	80,00	Kg/día
Concentración de salida =	25	mg/l
Rendimiento eliminación =	87,5	%

P_T

Carga diaria de entrada =	25,6	Kg/día
Concentración de entrada =	**8,0**	**mg/l**
Carga diaria de salida =	6,4	Kg/día
Concentración de salida =	**2,0**	**mg/l**
Rendimiento eliminación =	75,0	%

CÁMARA ANAEROBIA

Nº líneas =	1,0 Ud.
TRH a Q medio=	150,0 min
Volumen necesario >	333,3 m^3
Longitud =	6,0 m
Anchura =	12,0 m
Superficie diseño =	72,0 m^2
Altura de agua =	4,5 m
Volumen de agua =	324,0 m^3
TRH a Q medio =	**145,8 min**

Para mantener los sólidos en suspensión, se proyectan dos agitadores de 5 kW con hélice dinámica de alto rendimiento y sistema de auto-limpieza de álabes, capaz de proporcionar rendimientos circulatorios de 0,164 m^3/s a 894 rpm en la hélice.

Sistema de suspensión =	Dos agitadores
Potencia =	8,125 x lnM - 48,75
M=	6000,0 mg/l
P =	21,9 W/m^3
Volumen cámara =	324,0 m^3
Potencia necesaria =	7.106 W
Potencia unitaria =	3.553 W
Incremento de seguridad =	1,10 %
Potencia diseño =	5 W

FÓSFORO SEDIMENTABLE

Sólo una reducida fracción de los fosfatos (en su mayoría de origen orgánico) es sedimentable. Esta fracción es entre el 5% y el 15%. En una primera estimación se aproxima en 10%.

P sedimentable =	10%	
P sedimentable =	**0,8**	**mg/l**
Carga P sedimentable =	2,56	Kg/día

FÓSFORO EN FANGOS ACTIVOS

Factor de propensión Pf

Este factor se utiliza para determinar la fracción de fósforo contenida en la masa activa de los fangos.

$$Pf = (DBO5ran - 13)\ fxa$$

Pf = factor de propensión en mg/l de DBO5r

DBO5ran = concentración de DBO5 rápidamente degradable contenida en el reactor anaerobio

Concentración DBO5 =	200,0	mg/l
Fbs =DBO5rápidamente biodegradable: 0,33 agua decantada. 0,24 agua no decantada: Fbs =	0,24	mg/l
DBO5 rápidamente biodegradable =	48,0	mg/l
Recirculación =	1,3	

DBO5 rápidam biodegradable en el selector =

$$\mathbf{DBO5ran = (DBO5r - 8) / (1+R)}$$

DBO5ran =	**17,8**	**mg/l**

fxa = fracción de fangos activados en fase anaerobia con relación a la masa total de fangos

DBO5 (disuelta) < 135 mg/l	Fxa = 0,20 a 0,25
135 mg/litro < DBO5 d < 230 mg/l	Fxa = 0,15 a 0,20
DBO5 d > 230 mg/l	Fxa = 0,10 a 0,15

DBO5 total=	200,0 mg/l
DBO5 disuelta= 2/3 de la total =	133,3 mg/l
Fxa adoptado =	0,17 %
Pf =	**0,81 mg/l**

Llamamos Pa a la fracción de fósforo contenida en la masa activa de los fangos activados:

Según Marais, el factor de propensión y la fracción de fósforo en fangos activos

está relacionada por la siguiente expresión:

$$PD = (0.35 - 0.29xe^{(-0.4Pf)})x\frac{71}{(1+0.16Ef)}$$

Donde PD es el fósforo eliminado biológicamente (g Pt/g DBO eliminada)

Pf =	0,81 mg/l
E fango =	52,34 días
PD =	1,062 g P/g DBO eliminada
DBO5 a eliminar =	560,0 Kg/día
Pmáx que puede eliminarse biológicamente=	**5,95 mg/l**

Considerando el fósforo inerte:

$$P_{MOI} = (\frac{0.034}{0.16 + \frac{1}{Ef}}) + 0.225$$

P_{MOI} =	0,415	g P/g DBO elim
DBO5 a eliminar =	200,0	mg/l
P máximo inerte=	**0,83**	**mg/l**

EL fósforo total que puede eliminarse:

P sedimentable =	0,80	mg/l
P fangos activos =	5,95	mg/l
P máximo inerte=	0,83	mg/l
P que puede eliminarse=	**7,58**	**mg/l**

P total que se puede eliminar =	**7,58**	**mg/l**
Kg de P que puede eliminarse =	24,2	Kg/día

Prácticamente la totalidad del fósforo de entrada va a ser eliminado por vía biológica. No obstante, se proyecta una instalación de dosificación de cloruro férrico que complemente la eliminación biológica con la eliminación química.

2.2. REDISEÑO DEL PROCESO BIOLÓGICO

A continuación se realiza un rediseño del proceso biológico, incluyendo en el cálculo del nuevo selector anaerobio de cabecera. Con el fin de que el funcionamiento de la planta sea adecuado, ***el cálculo de la situación actual se realiza considerando que sólo uno de los dos reactores va a funcionar,*** con el fin de que la carga másica se adecue más, la edad del fango disminuya, y el funcionamiento global de todo el tratamiento biológico mejore.

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Qmedio invierno =	4.000 m^3/día
Tª DISEÑO =	12,0 °C

Caudales medios de diseño:

Qmedio =	4.000 m^3/día
Qmedio =	166,7 m^3/h
Qpunta =	400,0 m^3/h

Las concentraciones de diseño y por tanto la carga contaminante:

	Carga contaminante	Concentración
DBO_5 =	1.040,0 Kg/día	260,0 mg/l
DQO =	2.000,0 Kg/día	500,0 mg/l
SST =	1.120,0 Kg/día	280,0 mg/l
NH_4+=	180,0 Kg/día	45,0 mg/l
N total =	240,0 Kg/día	60,0 mg/l
P total =	25,6 Kg/día	6,4 mg/l

Los habitantes equivalentes:

E-H de diseño =	17.333 e-h

pH =	entre 6 y 9
$T_{DISEÑO}$ =	12 °C

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

Qmedio invierno =	2.047 m^3/día
Tª DISEÑO =	12,0 °C

Para el estudio real en los meses de invierno, los parámetros de partida:

Qmedio =	2.047 m^3/día
Qmedio =	85,3 m^3/h
Qpunta =	204,7 m^3/h

Partiendo de las concentraciones registradas en el año 2011

	Carga contaminante	Concentración
DBO_5 =	292,7 Kg/día	143,0 mg/l
DQO =	648,9 Kg/día	317,0 mg/l
SST =	262,0 Kg/día	128,0 mg/l
NH_4+=	59,4 Kg/día	29,0 mg/l
N total =	81,9 Kg/día	40,0 mg/l
P total =	12,3 Kg/día	6,0 mg/l

Los habitantes equivalentes:

E-H actual =	4.879 e-h

pH =	entre 6 y 9
$T_{DISEÑO}$ =	12 °C

ARÁMETROS DE FUTURO PARA EL DISEÑO DEL BIOLÓGIC

Qmedio verano =	3.200 m^3/día
Tª DISEÑO =	12,0 °C

Considerando el mes de caudal medio mayor, puesto que la planta tiene que funcionar todo el año:

Qmedio =	3.200 m^3/día
Qmedio =	133,3 m^3/h
Qpunta =	320,0 m^3/h

Partiendo de las concentraciones registradas en el año 2011

	Carga contaminante	Concentración
DBO_5 =	640,0 Kg/día	200,0 mg/l
DQO =	1.344,0 Kg/día	420,0 mg/l
SST =	608,0 Kg/día	190,0 mg/l
NH_4+=	99,2 Kg/día	31,0 mg/l
N total =	128,0 Kg/día	40,0 mg/l
P total =	25,6 Kg/día	8,0 mg/l

Los habitantes equivalentes:

E-H futuro =	10.667 e-h

pH =	entre 6 y 9
$T_{DISEÑO}$ =	16 °C

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

REACTOR BIOLÓGICO

El tratamiento biológico de la EDAR es una ***aireación prolongada***, cuyos parámetros de diseño son los siguientes:

Carga másica (Kg DBO_5/Kg MLSS.día	0,07 < Cm < 0,2
Edad del Fango (días) =	entre 10 y 30
Rendimiento eliminac DBO_5 (%) =	92% - 95 %
Tiempo de retención hidráulico =	24 h
MLSS =	4 Kg/m^3

CÁLCULO DEL VOLUMEN :

Volumen del reactor biológico existente

Nº reactores =	2 m
Nº reactores funcionam=	**2 ud.**
S unitaria =	457 m^2
H agua =	5 m
Área tot =	914 m^2
Volumen =	**4.570 m^3**

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

REACTOR BIOLÓGICO

El tratamiento biológico de la EDAR es una ***aireación prolongada***, cuyos parámetros de diseño son los siguientes:

Carga másica (Kg DBO_5/Kg MLSS.día	0,07 < Cm < 0,2
Edad del Fango (días) =	entre 10 y 30
Rendimiento eliminac DBO_5 (%) =	92% - 95 %
Tiempo de retención hidráulico =	24 h
MLSS =	4 Kg/m^3

CÁLCULO DEL VOLUMEN :

Volumen del reactor biológico existente

Nº reactores =	2 m
Nº reactores funcionam=	**1 ud.**
S unitaria =	457 m^2
H agua =	5 m
Área tot =	457 m^2
Volumen total=	**2.285,0 m^3**

En la situación actual es suficiente con que trabaje un único reactor.

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

REACTOR BIOLÓGICO

El tratamiento biológico de la EDAR es una ***aireación prolongada***, cuyos parámetros de diseño son los siguientes:

Carga másica (Kg DBO_5/Kg MLSS.día	0,07 < Cm < 0,2
Edad del Fango (días) =	entre 10 y 30
Rendimiento eliminac DBO_5 (%) =	92% - 95 %
Tiempo de retención hidráulico =	24 h
MLSS =	4 Kg/m^3

CÁLCULO DEL VOLUMEN :

Volumen del reactor biológico existente

Nº reactores =	2 m
Nº reactores funcionam=	**2 ud.**
S unitaria =	457 m^2
H agua =	5 m
Área total =	914 m^2
Volumen =	**4.570,0 m^3**

La situación de futuro podría funcionar con un único reactor ,pero se calcula considerando el funcionamiento de los dos existentes.

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
	Volumen de la cámara anaerobia:	*Volumen de la cámara anaerobia:*
	Longitud = 12,0 m	Longitud = 12,0 m
	Anchura = 6,0 m	Anchura = 6,0 m
	Superficie diseño = 72,0 m^2	Superficie diseño = 72,0 m^2
	Altura de agua = 4,5 m	Altura de agua = 4,5 m
	Volumen de agua = 324,0 m^3	**Volumen de agua = 324,0 m^3**
	Volumen total:	*Volumen total:*
	Volumen total tto biológico = 2.609,0 m^3	**Volumen total tto biológico = 4.894,0 m^3**
CÁLCULO DE LA CARGA MÁSICA :	***CÁLCULO DE LA CARGA MÁSICA :***	***CÁLCULO DE LA CARGA MÁSICA :***
DBO5 = 1.040,0 Kg/día	DBO5 = 292,7 Kg/día	DBO5 = 640,0 Kg/día
$MLSS_{DISEÑO}$ = 4 Kg/m^3	$MLSS_{REAL}$ = 4 Kg/m^3	$MLSS_{REAL}$ = 4 Kg/m^3
Cm= 0,057 Kg DBO5/Kg MLSS.d	**Cm= 0,028 Kg DBO5/Kg MLSS.d**	**Cm= 0,033 Kg DBO5/Kg MLSS.d**
	El reactor trabajará con una carga másica muy pequeña.	El reactor trabajará con una carga másica muy pequeña.

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
EDAD DEL FANGO La Edad del Fango se calcula a partir de la carga másica y el rendimiento: $Efango = \frac{1}{[(1.2\,C_N^{\frac{1}{-23}}) + 0.5(B-0.6)xCm]xR/100}$ R = rendimiento. Se establece una eliminación del 95% de DBO5 Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 182,0 mg/l DBO5 = al 100% en b° = 260,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en influente = 0,70** Aplicando la ecuación la edad del fango: **E_{FANGO} = 24,9 días** ***EDAD DEL FANGO PARA NITRIFICACIÓN*** Los procesos biológicos en los que se lleva a cabo nitrificación desnitrificación vienen relacionados por la siguiente expresión: $(1-fM) = \frac{fS*(foh+\frac{1}{ef})}{fcn}$	***EDAD DEL FANGO*** La Edad del Fango se calcula a partir de la carga másica y el rendimiento: $Efango = \frac{1}{[(1.2\,C_N^{\frac{1}{-23}}) + 0.5(B-0.6)xCm]xR/100}$ R = rendimiento. Se establece una eliminación del 95% de DBO5 Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 83,2 mg/l DBO5 = al 100% en b° = 143,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,58** Aplicando la ecuación la edad del fango: **E_{FANGO} = 65,3 días** A pesar de trabajar con uno de los dos reactores, la carga másica sigue siendo muy pequeña y la edad del fango elevada. ***EDAD DEL FANGO PARA NITRIFICACIÓN*** Los procesos biológicos en los que se lleva a cabo nitrificación desnitrificación vienen relacionados por la siguiente expresión: $(1-fM) = \frac{fS*(foh+\frac{1}{ef})}{fcn}$	***EDAD DEL FANGO*** La Edad del Fango se calcula a partir de la carga másica y el rendimiento: $Efango = \frac{1}{[(1.2\,C_N^{\frac{1}{-23}}) + 0.5(B-0.6)xCm]xR/100}$ R = rendimiento. Se establece una eliminación del 95% de DBO5 Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 123,5 mg/l DBO5 = al 100% en b° = 200,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,62** Aplicando la ecuación la edad del fango: **E_{FANGO} = 52,3 días** Rrabajando con los dos reactores, la carga másica es pequeña y la edad del fango elevada. ***EDAD DEL FANGO PARA NITRIFICACIÓN*** Los procesos biológicos en los que se lleva a cabo nitrificación desnitrificación vienen relacionados por la siguiente expresión: $(1-fM) = \frac{fS*(foh+\frac{1}{ef})}{fcn}$

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

A partir de esta ecuación es posible calcular la *edad mínima del fango para conseguir nitrificación.*

fM = fracción de MLSS en anóxica 0,3

fS = factor de seguridad 1,25

foh = factor para organismos heterótrofos

foh = 0,04 *1,029^(T-20) 0,032

fcn = factor de crecimiento bacterias nitrificantes

fcn = u20*1,123^(T-20)

u20 = 0,45

Tª = 12 °C

fcn= 0,178

La edad del fango minima ***para nitrificación según cálculo***:

$E_{FANGO\ MINIMA\ NITRIFICACIÓN}$	14,7 días

EDAD DEL FANGO PARA ESTABILIZACIÓN

La Edad del Fango mínima para producir estabilización, basada en la Tª del agua:

Temperatura (ºC)	Edad del fango (días)
5 °C	>35 días
10 °C	20 días
12 °C	17 días
14 °C	14,8 días
16 °C	13 días
18 °C	12 días

Para 12ºC = E fango estabilización = 17 días

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

A partir de esta ecuación es posible calcular la *edad mínima del fango para conseguir nitrificación.*

fM = fracción de MLSS en anóxica 0,3

fS = factor de seguridad 1,25

foh = factor para organismos heterótrofos

foh = 0,04 *1,029^(T-20) 0,032

fcn = factor de crecimiento bacterias nitrificantes

fcn = u20*1,123^(T-20)

u20 = 0,45

Tª = 12 °C

fcn= 0,178

La edad del fango minima ***para nitrificación según cálculo***:

$E_{FANGO\ MINIMA\ NITRIFICACIÓN}$	14,7 días

EDAD DEL FANGO PARA ESTABILIZACIÓN

La Edad del Fango mínima para producir estabilización, basada en la Tª del agua:

Temperatura (ºC)	Edad del fango (días)
5 °C	>35 días
10 °C	20 días
12 °C	17 días
14 °C	14,8 días
16 °C	13 días
18 °C	12 días

Para 12ºC = E fango estabilización = 17 días

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

A partir de esta ecuación es posible calcular la *edad mínima del fango para conseguir nitrificación.*

fM = fracción de MLSS en anóxica 0,3

fS = factor de seguridad 1,25

foh = factor para organismos heterótrofos

foh = 0,04 *1,029^(T-20) 0,032

fcn = factor de crecimiento bacterias nitrificantes

fcn = u20*1,123^(T-20)

u20 = 0,45

Tª = 12 °C

fcn= 0,178

La edad del fango minima ***para nitrificación según cálculo***:

$E_{FANGO\ MINIMA\ NITRIFICACIÓN}$	14,7 días

EDAD DEL FANGO PARA ESTABILIZACIÓN

La Edad del Fango mínima para producir estabilización, basada en la Tª del agua:

Temperatura (ºC)	Edad del fango (días)
5 °C	>35 días
10 °C	20 días
12 °C	17 días
14 °C	14,8 días
16 °C	13 días
18 °C	12 días

Para 12ºC = E fango estabilización = 17 días

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
RESUMEN DE LA EDAD DEL FANGO *DISEÑO* E fango cálculo = 24,9 días E fango nitrificación= 14,7 días E fango estabilizaciór 17,0 días	***RESUMEN DE LA EDAD DEL FANGO*** *REAL ACTUAL* E fango cálculo = 65,3 días E fango nitrificación= 14,7 días E fango estabilizaciói 17,0 días	***RESUMEN DE LA EDAD DEL FANGO*** *REAL DE FUTURO* E fango cálculo = 52,3 días E fango nitrificación= 14,7 días E fango estabilizaciói 17,0 días
El biológico se diseñó con carga másica y edad del fango suficiente para garantizar la estabilización de fangos y la nitrificación, para 17300 e-h.	***La carga contaminante que llega a la EDAR es muy inferior a la de diseño debido a que la población es inferior y el caudal llega diluido en agua limpia. Por ello, incluso trabajando con sólo un biológico, los fangos presentan una edad del fango muy elevada.***	***En un futuro, cuando el municipio se desarrolle la carga másica aumentará debido a la mayor carga, pero seguirá siendo pequeña y por tanto con edad del fango grande trabajando con dos biológicos***
CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO: $Q_{MEDIO}(m^3/h)$= 166,7 | TRH (h) = 27,4 $Q_{PUNTA}(m^3/h)$= 400,0 | TRH (h)= 11,4	***CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:*** $Q_{MEDIO}(m^3/h)$= 85,3 | TRH (h) = 26,8 $Q_{PUNTA}(m^3/h)$= 204,7 | TRH (h)= 11,2 El TRH es muy elevado debido al pequeño caudal que llega frente al de diseño	***CÁLCULO DEL TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:*** $Q_{MEDIO}(m^3/h)$= 133,3 | TRH (h) = 34,3 $Q_{PUNTA}(m^3/h)$= 320,0 | TRH (h)= 14,3 El TRH en un futuro se ajustará más a las del proceso biológico, siendo no obstante alto.

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

RENDIMIENTO EN LA ELIMINACIÓN DE LA DBO5

No es posible eliminar la totalidad de la DBO5 que entra en el reactor, ya que parte de la DBO5 es soluble y otra parte es consecuencia de los SS en el efluente. Se calculan ambas:

La DBO_5 soluble en el agua depurada:

$$DBO5efluente = \frac{DBO5entrada}{1 + \frac{Km * DBO5entrada}{MLSS * Cm * 1000}}$$

Km = factor elimina DBO_5 $dias^{-1}$ 12ºC 216 $dias^{-1}$

DBO_5 soluble = 1,05 mg/l

La DBO_5 consecuencia de los SS en el efluente (mg/l)

DBO_5 consec de SS = SS * f (Cm)

f(Cm)	Cm
0,8 $Cm^{1/2}$	< 0,5
0,58	≥ 0,5

Estableciendo la máxima concentración permitida de salida de SS:

DBO_5 consec de SS = 6,68 mg/l

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

RENDIMIENTO EN LA ELIMINACIÓN DE LA DBO5

No es posible eliminar la totalidad de la DBO5 que entra en el reactor, ya que parte de la DBO5 es soluble y otra parte es consecuencia de los SS en el efluente. Se calculan ambas:

La DBO_5 soluble en el agua depurada:

$$DBO5efluente = \frac{DBO5entrada}{1 + \frac{Km * DBO5entrada}{MLSS * Cm * 1000}}$$

Km= factor elimina DBO_5 $dias^{-1}$ 12ºC 216 $dias^{-1}$

DBO_5 soluble = 0,52 mg/l

La DBO_5 consecuencia de los SS en el efluente (mg/l)

DBO_5 consec de SS = SS * f (Cm)

f(Cm)	Cm
0,8 $Cm^{1/2}$	< 0,5
0,58	≥ 0,5

Estableciendo la máxima concentración permitida de salida de SS:

DBO_5 consec de SS = 4,69 mg/l

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

RENDIMIENTO EN LA ELIMINACIÓN DE LA DBO5

No es posible eliminar la totalidad de la DBO5 que entra en el reactor, ya que parte de la DBO5 es soluble y otra parte es consecuencia de los SS en el efluente. Se calculan ambas:

La DBO_5 soluble en el agua depurada:

$$DBO5efluente = \frac{DBO5entrada}{1 + \frac{Km * DBO5entrada}{MLSS * Cm * 1000}}$$

Km= factor elimina DBO_5 $dias^{-1}$ 16ºC 216 $dias^{-1}$

DBO_5 soluble = 0,60 mg/l

La DBO_5 consecuencia de los SS en el efluente (mg/l)

DBO_5 consec de SS = SS * f (Cm)

f(Cm)	Cm
0,8 $Cm^{1/2}$	< 0,5
0,58	≥ 0,5

Estableciendo la máxima concentración permitida de salida de SS:

DBO_5 consec de SS = 5,06 mg/l

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

La DBO5 a la salida será la suma de la DBO5soluble más la de SS:

DBO5 salida = 7,73 mg/l

La concentración de DBO5 a la salida es inferior al máximo valor permitido por la normativa vigente. El rendimiento de eliminación:

	Entrada	*Salida*	*Rto (%)*
DBO_5 (mg/l)=	260,0	7,73	97,0
DBO_5 (Kg/dia)=	1040,0	30,91	97,0

Rendimiento eliminación DBO_5 = 97,0 %

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

La DBO5 a la salida será la suma de la DBO5soluble más la de SS:

DBO5 salida = 5,2 mg/l

La concentración de DBO5 a la salida es inferior al máximo valor permitido por la normativa vigente. El rendimiento de eliminación:

	Entrada	*Salida*	*Rto (%)*
DBO_5 (mg/l)=	143,0	5,2	96,4
DBO_5 (Kg/dia)=	292,7	10,7	96,4

Rendimiento eliminación DBO_5 = 96,4 %

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

La DBO5 a la salida será la suma de la DBO5soluble más la de SS:

DBO5 salida = 5,7 mg/l

La concentración de DBO5 a la salida es inferior al máximo valor permitido por la normativa vigente. El rendimiento de eliminación:

	Entrada	*Salida*	*Rto (%)*
DBO_5 (mg/l)=	200,0	5,7	97,2
DBO_5 (Kg/dia)=	640,0	18,1	97,2

Rendimiento eliminación DBO_5 = 97,2 %

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
DESNITRIFICACIÓN La máxima concentración de nitrato que podría desnitrificarse se calcula a partir de la siguiente fórmula: $Dc = Sbi(\frac{fbs*(1-PY)}{2,86} + \frac{Y*E*K2*fx}{1+bht*E})$ Donde: Sbi= Concentración DQO biodeg = 450 mg/l fbs = DQOrapid biodeg/DQObiodeg= 0,24 P= DQO/SSV = 1,5 Y= Coeficiente crecim b.Heterótrofas= 0,45 mg SSV/mg DQO K2=coeficiente desnitrificación= $K2 = 0,1*1,08^{(T-20)}$ 0,054 mgN-NO3/mgSSV bhT= coeficiente decrecimiento b. Heterótrofas = $bhT = 0,24 * 1,029^{(T-20)}$ = 0,191 días^{-1} E= Edad del fango = 24,9 días fx = porcentaje de zona anóxica = 0,3	***DESNITRIFICACIÓN*** La máxima concentración de nitrato que podría desnitrificarse se calcula a partir de la siguiente fórmula: $Dc = Sbi(\frac{fbs*(1-PY)}{2,86} + \frac{Y*E*K2*fx}{1+bht*E})$ Donde: Sbi= Concentración DQO biodeg = 285 mg/l fbs = DQOrapid biodeg/DQObiodeg= 0,24 P= DQO/SSV = 1,5 Y= Coeficiente crecim b.Heterótrofas= 0,45 mg SSV/mg DQO K2=coeficiente desnitrificación= $K2 = 0,1*1,08^{(T-20)}$ 0,054 mgN-NO3/mgSSV bhT= coeficiente decrecimiento b. Heterótrofas = $bhT = 0,24 * 1,029^{(T-20)}$ = 0,191 días^{-1} E= Edad del fango = 65,3 días fx = 0,3	***DESNITRIFICACIÓN*** La máxima concentración de nitrato que podría desnitrificarse se calcula a partir de la siguiente fórmula: $Dc = Sbi(\frac{fbs*(1-PY)}{2,86} + \frac{Y*E*K2*fx}{1+bht*E})$ Donde: Sbi= Concentración DQO biodeg = 378 mg/l fbs = DQOrapid biodeg/DQObiodeg= 0,24 P= DQO/SSV = 1,5 Y= Coeficiente crecim b. Heterótrofas= 0,45 mg SSV/mg DQO K2=coeficiente desnitrificación= $K2 = 0,1*1,08^{(T-20)}$ 0,054 mgN-NO3/mgSSV bhT= coeficiente decrecimiento b. Heterótrofas = $bhT = 0,24 * 1,029^{(T-20)}$ = 0,191 días^{-1} E= Edad del fango = 52,3 días fx = 0,3
Dc = NO_3 q puede eliminarse = 26,5 mg/l	Dc = NO_3 q puede eliminarse = 17,9 mg/l	Dc = NO_3 q puede eliminarse = 23,4 mg/l
La máx concentración que puede desnitrificarse es 26,5 mg/l	***La máx concentración que puede desnitrificarse es 17,9 mg/l*** ***Este valor es pequeño debido a que la materia orgánica disponible para desnitrificar es pequeña.***	***La máx concentración que puede desnitrificarse es 23,4 mg/l*** ***AL aumentar la carga de DQO disponible, es mayor la concentrac de nitrógeno que puede desnitrificarse.***

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
NITRIFICACIÓN	***NITRIFICACIÓN***	***NITRIFICACIÓN***
La concentración de nitrógeno que no se nitrifica:	La concentración de nitrógeno que no se nitrifica:	La concentración de nitrógeno que no se nitrifica:
Hay una concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica. Se calcula mediante la siguiente expresión:	Hay una concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica. Se calcula mediante la siguiente expresión:	Hay una concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica. Se calcula mediante la siguiente expresión:
$Na = \frac{(Knt(dcn+1/ef)}{fcn(1-fx)-(dcn+1/ef)}$	$Na = \frac{(Knt(dcn+1/ef)}{fcn(1-fx)-(dcn+1/ef)}$	$Na = \frac{(Knt(dcn+1/ef)}{fcn(1-fx)-(dcn+1/ef)}$
Knt = coeficiente saturación para la nitrificación =	Knt = coeficiente saturación para la nitrificación =	Knt = coeficiente saturación para la nitrificación =
Knt = $1,123^{(T-20)}$ 0,395	Knt = $1,123^{(T-20)}$ 0,395	Knt = $1,123^{(T-20)}$ 0,629
dcn = coeficiente decrecimiento organismos nitrificantes =	dcn = coeficiente decrecimiento organismos nitrificantes =	dcn = coeficiente decrecimiento organismos nitrificantes =
dcn = 0,04*1,029(T-20) 0,032	dcn = 0,04*1,029(T-20) 0,032	dcn = 0,04*1,029(T-20) 0,036
ef = edad de fangos = 24,90 días	ef = edad de fangos = 65,34 días	ef = edad de fangos = 52,34 días
fcn = factor crecimiento bacterias nitrificantes =	fcn = factor crecimiento bacterias nitrificantes =	fcn = factor crecimiento bacterias nitrificantes =
fcn = u20*1,123(T-20) 0,178	fcn = u20*1,123(T-20) 0,178	fcn = u20*1,123(T-20) 0,178
Por tanto la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica:	Por tanto la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica:	Por tanto la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica:
Na = 0,54 mg N-NH_3/l	**Na = 0,24 mg N-NH_3/l**	**Na = 0,49 mg N-NH_3/l**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
NKT EN EL EFLUENTE	***NKT EN EL EFLUENTE***	***NKT EN EL EFLUENTE***
La concentración de nitrógeno Kjendhal de diseño:	La concentración de nitrógeno Kjendhal de diseño:	La concentración de nitrógeno Kjendhal de diseño:
NKT = 60,0 mg/l	NKT = 40,0 mg/l	NKT = 40,0 mg/l
Además de la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica, las siguientes fracciones de NKT no se oxidan:	Además de la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica, las siguientes fracciones de NKT no se oxidan:	Además de la concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica, las siguientes fracciones de NKT no se oxidan:
N orgánico soluble biodegradable	N orgánico soluble biodegradable	N orgánico soluble biodegradable
N orgánico soluble no biodegradable	N orgánico soluble no biodegradable	N orgánico soluble no biodegradable
Nitrógeno con los sólidos en efluente	Nitrógeno con los sólidos en efluente	Nitrógeno con los sólidos en efluente
Los porcentajes y concentraciones típicas de estos parámetros:	Los porcentajes y concentraciones típicas de estos parámetros:	Los porcentajes y concentraciones típicas de estos parámetros:
Concentración (mg/l)	Concentración (mg/l)	Concentración (mg/l)
Norgánico soluble biodegrad (2%) 1,2 mg/l	Norgánico soluble biodegrad (2%) 0,8 mg/l	Norgánico soluble biodegrad (2%) 0,8 mg/l
Norgánico soluble no biodeg (2%) 1,2 mg/l	Norgánico soluble no biodeg (2%) 0,8 mg/l	Norgánico soluble no biodeg (2%) 0,8 mg/l
NKT en sólidos en efluente = 0,05 KgN/KgSS	NKT en sólidos en efluente = 0,05 Kg N/Kg SS	NKT en sólidos en efluente = 0,05 Kg N/Kg SS
Concentración solidos salida = 35,0 mg/l	Concentración solidos salida = 35,0 mg/l	Concentración solidos salida = 35,0 mg/l
NKT en sólidos en efluente = 1,8 mg N/l	NKT en sólidos en efluente = 1,8 mg N/l	NKT en sólidos en efluente = 1,8 mg N/l
NKT en sólidos en efluente = 0,7 Kg N/día	NKT en sólidos en efluente = 0,4 Kg N/día	NKT en sólidos en efluente = 0,6 Kg N/día
La concentración de nitrógeno de salida:	La concentración de nitrógeno de salida:	La concentración de nitrógeno de salida:
Nsalida = Na + Norg bio + Norg no bio + N sólidos ef	**Nsalida = Na + Norg bio + Norg no bio + N sólidos ef**	**Nsalida = Na + Norg bio + Norg no bio + N sólidos ef**
NKT efluente = 4,15 mg/l	**NKT efluente = 3,35 mg/l**	**NKT efluente = 3,35 mg/l**
NKT efluente = 16,60 Kg/día	**NKT efluente = 6,86 Kg/día**	**NKT efluente = 10,72 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO

NKT en los fangos en exceso:

Para la desnitrificación hay que considerar que parte del nitrógeno se elimina con los fangos en exceso:

Esta cantidad depende de la Edad del fango:

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

Donde Ne son g N/100g DBO5

Ne =	4,00 g N/100g DBO5
NKT fangos en exceso =	40,36 Kg/dia
NKT fangos en exceso =	**10,09 mg/l**

NKT insoluble:

	Concentración (mg/l)
N insoluble (10%)	6,0 mg/l

NKT insoluble =	**6,00 mg/l**

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO

NKT en los fangos en exceso:

Para la desnitrificación hay que considerar que parte del nitrógeno se elimina con los fangos en exceso:

Esta cantidad depende de la Edad del fango:

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

Donde Ne son g N/100g DBO5

Ne =	3,40 g N/100g DBO5
NKT fangos en exceso =	9,59 Kg/día
NKT fangos en exceso =	**4,68 mg/l**

NKT insoluble:

	Concentración (mg/l)
N insoluble (10%)	4,0 mg/l

NKT insoluble =	**4,00 mg/l**

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO

NKT en los fangos en exceso:

Para la desnitrificación hay que considerar que parte del nitrógeno se elimina con los fangos en exceso:

Esta cantidad depende de la Edad del fango:

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

Donde Ne son g N/100g DBO5

Ne =	3,80 g N/100g DBO5
NKT fangos en exceso =	23,63 Kg/dia
NKT fangos en exceso =	**7,38 mg/l**

NKT insoluble:

	Concentración (mg/l)
N insoluble (10%)	4,0 mg/l

NKT insoluble =	**4,00 mg/l**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO Suponiendo estos valores tipo, la concentración de NTK a eliminar:	***NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO*** Suponiendo estos valores tipo, la concentración de NTK a eliminar:	***NKT A ELIMINAR EN EL BIOLÓGICO*** Suponiendo estos valores tipo, la concentración de NTK a eliminar:
NKT a eliminar = NKT entrada - NKT efluente - NKT fangos exceso - NKT insoluble	**NKT a eliminar = NKT entrada - NKT efluente - NKT fangos exceso - NKT insoluble**	**NKT a eliminar = NKT entrada - NKT efluente - NKT fangos exceso - NKT insoluble**
NKT entrada = 60,0 mg/l NKT efluente = 4,15 mg/l NKT fangos en exceso = 10,09 mg/l NKT insoluble = 6,0 mg/l **NKT a eliminar = 39,8 mg/l**	NKT entrada = 40,0 mg/l NKT efluente = 3,35 mg/l NKT fangos en exceso = 4,68 mg/l NKT insoluble = 4,0 mg/l **NKT a eliminar = 28,0 mg/l**	NKT entrada = 40,0 mg/l NKT efluente = 3,35 mg/l NKT fangos en exceso = 7,38 mg/l NKT insoluble = 4,0 mg/l **NKT a eliminar = 25,3 mg/l**
Concent máx que puede desnitrificar el bº = 26,5 mg/l	**Concent máx que puede desnitrificar el bº = 17,9 mg/l**	**Concent máx que puede desnitrificar el bº = 23,4 mg/l**
Concentración a desnitrificar = 39,8 mg/l	**Concentración a desnitrificar = 28,0 mg/l**	**Concentración a desnitrificar = 25,3 mg/l**
La relación DQO y nitrógeno es pequeña en relación a la concentración a desnitrificar, por eso no se puede eliminar todo lo necesario según parámetros de diseño.	Debido a la baja concentración de DQO, se consigue desnitrificar solamente 18 mg/l del nitrógeno necesario. La concentración efluente será lo que no se puede desnitrificar más lo calculado anteriormente:	Debido a la baja concentración de DQO, se consigue desnitrificar 24 mg/l del nitrógeno necesario, lo que es suficiente para la concentración de entrada.
	Concentración efluente = 13,4 mg/l	***Concentración efluente = 5,2 mg/l***

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
PRODUCCIÓN DE FANGOS En el reactor biológico debe mantenerse la concentración MLSS, para lo cual es necesario recircular parte del fango que se genera. En primer lugar se calcula la cantidad de fango que se formará a partir de la fórmula de ***Huisken:*** $IF = 1.2Cm^{0.23} + 0.5(B - 0.6)$ Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 182,0 mg/l DBO5 = al 100% en bº = 260,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en influente = 0,70** IF = 0,67 Kg fango/kg DBOe Carga contaminante DBO_5 eliminada= 1.009,1 Kg/día Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso: **Kg fangos exceso = 676,7 Kg/día**	***PRODUCCIÓN DE FANGOS*** En el reactor biológico debe mantenerse la concentración MLSS, para lo cual es necesario recircular parte del fango que se genera. En primer lugar se calcula la cantidad de fango que se formará a partir de la fórmula de ***Huisken:*** $IF = 1.2Cm^{0.23} + 0.5(B - 0.6)$ Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 83,2 mg/l DBO5 = al 100% en bº = 143,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,60** IF = 0,53 Kg fango/kg DBO elim Carga contam DBO_5 eliminada= 282,1 Kg/dia Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso: **Kg fangos exceso = 148,8 Kg/día**	***PRODUCCIÓN DE FANGOS*** En el reactor biológico debe mantenerse la concentración MLSS, para lo cual es necesario recircular parte del fango que se genera. En primer lugar se calcula la cantidad de fango que se formará a partir de la fórmula de ***Huisken:*** $IF = 1.2Cm^{0.23} + 0.5(B - 0.6)$ Se considera para el cálculo que los SS se reducen en un 35% en el pretratamiento y la DBO5 entra al 100% SS = reducida al 35% = 123,5 mg/l DBO5 = al 100% en bº = 200,0 mg/l **Donde B = relación SS/DBO_5 en el influente 0,62** IF = 0,56 Kg fango/kg DBO elim Carga contam DBO_5 eliminada= 621,9 Kg/día Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso: **Kg fangos exceso = 345,2 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

El cálculo a partir de la ***normativa alemana ATV***:

$$IF = 0.75 + 0.6MB - \frac{0.136*0.75*E*F}{1+(0.17*E*F)}$$

MB =	Relación SS/DBO5 =	0,70
E =	Edad del fango =	24,9 días
F=	$1,072^{(T-15)}$	0,81

IF =	0,71 Kg fango/kg DBOel
Carga contaminante DBO_5 eliminada =	1.040,0 Kg/día

Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso por la ATV:

Kg fangos en exceso	**733,5 Kg/día**

Se puede comprobar como la cantidad de fangos obtenida por ambos métodos es muy similar, adoptando el valor de la fórmula de Huisken:

Kg fangos exc formados en bº =	676,74 Kg/día
Edad fangos purgados =	24,9 días
Concentración fangos decantados =	8 Kg/m^3
Volumen de fangos purga =	84,59 m^3/día

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

El cálculo a partir de la ***normativa alemana ATV***:

$$IF = 0.75 + 0.6MB - \frac{0.136*0.75*E*F}{1+(0.17*E*F)}$$

MB =	Relación SS/DBO5 =	0,60
E =	Edad del fango =	65,3 días
F=	$1,072^{(T-15)}$	0,81

IF =	0,57 Kg fango/kg DBO el
Carga contaminante DBO_5 eliminada =	292,7 Kg/día

Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso por la ATV:

Kg fangos en exceso	**166,8 Kg/día**

Se puede comprobar como la cantidad de fangos obtenida por ambos métodos es muy similar, adoptando el valor de la fórmula de Huisken:

Kg fangos exc formados en bº =	148,8 Kg/día
Edad fangos purgados =	65,3 días
Concentración fangos decantados =	8 Kg/m^3
Volumen de fangos purga =	18,60 m^3/día

El volumen de fangos que se generan actualmente es muy inferior al caudal de fangos para el cual fue diseñada la instalación, debido a la débil concentración de entrada y a la menor población.

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

El cálculo a partir de la ***normativa alemana ATV***:

$$IF = 0.75 + 0.6MB - \frac{0.136*0.75*E*F}{1+(0.17*E*F)}$$

MB =	Relación SS/DBO5 =	0,62
E =	Edad del fango =	52,3 días
F=	$1,072^{(T-15)}$	0,81

IF =	0,59 Kg fango/kg DBO el
Carga contaminante DBO_5 eliminada =	640,0 Kg/día

Por lo tanto la cantidad de fangos en exceso por la ATV:

Kg fangos en exceso	**379,8 Kg/día**

Se puede comprobar como la cantidad de fangos obtenida por ambos métodos es muy similar, adoptando el valor de la fórmula de Huisken:

Kg fangos exc formados en bº =	345,2 Kg/día
Edad fangos purgados =	52,3 días
Concentración fangos decantados =	8 Kg/m^3
Volumen de fangos purga =	43,15 m^3/día

El volumen de fangos de futuro, para mayor caudal y una mayor concentración se aproxima al de diseño.

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
NECESIDADES DE OXÍGENO El oxígeno necesario viene dado por la siguiente expresión:	***NECESIDADES DE OXÍGENO*** El oxígeno necesario viene dado por la siguiente expresión:	***NECESIDADES DE OXÍGENO*** El oxígeno necesario viene dado por la siguiente expresión:
O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación	*O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación*	*O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación*
1. Oxígeno síntesis celular: $O_{SC} = a * R * S_O$ a = coeficiente estequiométrico = 0,65 Kg O_2/Kg DBO5 elim R = rendimiento eliminación DBO5 = 0,97 % S = DBO5 eliminada/día Qm = 1.009,1 Kg/día **O_{2SC} a Q_{MEDIO} = 636,4 Kg/día**	***1. Oxígeno síntesis celular:*** $O_{SC} = a * R * S_O$ a = coeficiente estequiométrico = 0,65 Kg O_2/Kg DBO5 elim R = rendimiento eliminación DBO5 = 0,96 % S = DBO5 eliminada/día Qm = 282,1 Kg/día **O_{2SC} a Q_{MEDIO} = 176,7 Kg/día**	***1. Oxígeno síntesis celular:*** $O_{SC} = a * R * S_O$ a = coeficiente estequiométrico = 0,65 Kg O_2/Kg DBO5 elim R = rendimiento eliminación DBO5 = 0,97 % S = DBO5 eliminada/día Qm = 621,9 Kg/día **O_{2SC} a Q_{MEDIO} = 392,8 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
2. Oxígeno respiración endógena:	***2. Oxígeno respiración endógena:***	***2. Oxígeno respiración endógena:***
$O_{RE} = K_{RE} * V * X$	$O_{RE} = K_{RE} * V * X$	$O_{RE} = K_{RE} * V * X$
K_{RE} = coefic respirac endógena Kre = b20 * θ ^(T-20)	K_{RE} = coefic respirac endógena Kre = b20 * θ ^(T-20)	K_{RE} = coefic respirac endógena Kre = b20 * θ ^(T-20)
b20 = coef cinético a 20º C= 0,04 $KgO_2/KgMLSS.d$	b20 = coef cinético a 20º C= 0,04 $KgO_2/KgMLSS.d$	b20 = coef cinético a 20º C= 0,04 $KgO_2/KgMLSS.d$
θ = coef de temperatura = 1,029	θ = coef de temperatura = 1,029	θ = coef de temperatura = 1,029
K_{RE} = 0,0318	K_{RE} = 0,0318	K_{RE} = 0,0318
V = 4.570 m^3	V = 2.285 m^3	V = 4.570 m^3
X = 4 g/l	X = 4 g/l	X = 4 g/l
O_{2RE} a Q_{MEDIO} = 581,7 Kg/día	**O_{2RE} a Q_{MEDIO} = 290,9 Kg/día**	**O_{2RE} a Q_{MEDIO} = 581,7 Kg/día**
3. Oxígeno para nitrificar:	***3. Oxígeno para nitrificar:***	***3. Oxígeno para nitrificar:***
Corresponde con el nitrógeno amoniacal	Corresponde con el nitrógeno amoniacal	Corresponde con el nitrógeno amoniacal
N-NO3 = máx concent nitratos = 60,0 mg/l	N-NO3 = máx concent nitratos = 40,0 mg/l	N-NO3 = máx concent nitratos = 40,0 mg/l
La carga contaminante:	La carga contaminante:	La carga contaminante:
N-NO3 caudal medio= 240,00 Kg/día de N-NO3	N-NO3 caudal medio= 81,88 Kg/día de N-NO3	N-NO3 caudal medio= 128,00 Kg/día de N-NO3
1 Kg de $N\text{-}NO_3$ requiere para formarse 4,6 Kg de O_2	1 Kg de $N\text{-}NO_3$ requiere para formarse 4,6 Kg de O_2	1 Kg de $N\text{-}NO_3$ requiere para formarse 4,6 Kg de O_2
O_{2N} a Q_{MEDIO} = 1.104,0 Kg/día	**O_{2N} a Q_{MEDIO} = 376,6 Kg/día**	**O_{2N} a Q_{MEDIO} = 588,8 Kg/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

4. Oxígeno desprendido en la desnitrificación:

N-NO3 caudal medio=	240,00 Kg/día N-NO3 form

1 g de $N\text{-}NO_3$- produce al oxidarse = 2,86 Kg de O_2

O_{2DN} a Q_{MEDIO} =	**686,4 Kg/día**

Balance de Oxígeno al reactor:

O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación

Necesidades puntas teóricas:

Punta de caudal =	2,4
Punta de DBO5 =	1,5
Punta efectiva =	0,45Pq + 0,55 Pc
Punta efectiva =	1,91

	MEDIO	PUNTA
O_{SC} =	636,4 Kg O_2/día	1.212,4 Kg O_2/día
O_{RE}	581,7 Kg O_2/día	581,7 Kg O_2/día
O_N	1.104,0 Kg O_2/día	2.103,1 Kg O_2/día
O_{DN}	686,4 Kg O_2/día	1.307,6 Kg O_2/día
O_2 necesario día=	**1.635,7 Kg O_2/día**	**2.589,6 Kg O_2/d**
O_2 necesario hora=	**68,2 Kg O_2/h**	**107,9 Kg O_2/h**

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

4. Oxígeno desprendido en la desnitrificación:

N-NO3 caudal medio=	81,88 Kg/día N-NO3 form

1 g de $N\text{-}NO_3$- produce al oxidarse = 2,86 Kg de O_2

O_{2DN} a Q_{MEDIO} =	**234,2 Kg/día**

Balance de Oxígeno al reactor:

O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación

Necesidades puntas teóricas:

Punta de caudal =	2,4
Punta de DBO5 =	1,5
Punta efectiva =	0,45Pq + 0,55 Pc
Punta efectiva =	1,91

	MEDIO	PUNTA
O_{SC} =	176,7 Kg O_2/día	336,5 Kg O_2/día
O_{RE}	290,9 Kg O_2/día	290,9 Kg O_2/día
O_N	376,6 Kg O_2/día	446,1 Kg O_2/día
O_{DN}	234,2 Kg O_2/día	446,1 Kg O_2/día
O_2 necesario =	**610,0 Kg O_2/día**	**627,4 Kg O_2/d**
O_2 necesario hora=	**25,4 Kg O_2/h**	**26,1 Kg O_2/h**

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

4. Oxígeno desprendido en la desnitrificación:

N-NO3 caudal medio=	128,00 Kg/día N-NO3 form

1 g de $N\text{-}NO_3$- produce al oxidarse = 2,86 Kg de O_2

O_{2DN} a Q_{MEDIO} =	**366,1 Kg/día**

Balance de Oxígeno al reactor:

O_2 necesario = O_2 síntesis celular + O_2 respiración endógena + O_2 nitrificación + O_2 desnitrificación

Necesidades puntas teóricas:

Punta de caudal =	2,4
Punta de DBO5 =	1,5
Punta efectiva =	0,45Pq + 0,55 Pc
Punta efectiva =	1,91

	MEDIO	PUNTA
O_{SC} =	392,8 Kg O_2/día	748,2 Kg O_2/día
O_{RE}	581,7 Kg O_2/día	581,7 Kg O_2/día
O_N	588,8 Kg O_2/día	697,4 Kg O_2/día
O_{DN}	366,1 Kg O_2/día	697,4 Kg O_2/día
O_2 necesario =	**1.197,2 Kg O_2/día**	**1.329,9 Kg O_2/d**
O_2 necesario hora=	**49,9 Kg O_2/h**	**55,4 Kg O_2/h**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Necesidad de Oxígeno real:

La necesidad de oxígeno real viene determinada por la capacidad de oxigenación

$$OC = O_R * \frac{C_S^{-10}}{C_S - C_L} * \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} * \frac{P_0}{P_H} * \frac{1}{\alpha}$$

Analizando cada parámetro:

O_R =	Necesidad de O_2 en condiciones reales.	
C_s^{-10} =	Concent saturación O_2 a 10º C =	11,33 mg/l
C_s =	Concent saturación O_2 a 12º C =	10,29 mg/l
C_L =	Concent O_2 requerida en reactor=	2,00 mg/l
$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$ =	Coeficientes de difusión. A 12º C =	0,9634
P_0 =	P atmosférica a nivel mar =	760 mm Hg
P_h =	P atmosférica a latitud EDAR =	700 mm Hg
α =	Coeficiente de intercambio =	0,7

OC = 2,04 OR

A partir de la expresión, la capacidad de oxigenación:

OC a Q_{MEDIO} =	**3.341,1 Kg O_2/día**
OC a Q_{PUNTA} =	**5.289,5 Kg O_2/día**

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

Necesidad de Oxígeno real:

La necesidad de oxígeno real viene determinada por la capacidad de oxigenación

$$OC = O_R * \frac{C_S^{-10}}{C_S - C_L} * \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} * \frac{P_0}{P_H} * \frac{1}{\alpha}$$

Analizando cada parámetro:

O_R =	Necesidad de O_2 en condiciones reales.	
C_s^{-10} =	Concent saturación O_2 a 10º C =	11,33 mg/l
C_s =	Concent saturación O_2 a 12º C =	10,29 mg/l
C_L =	Concent O_2 requerida en reactor=	2,00 mg/l
$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$ =	Coeficientes de difusión. A 12º C =	0,9634
P_0 =	P atmosférica a nivel mar =	760 mm Hg
P_h =	P atmosférica a latitud EDAR =	700 mm Hg
α =	Coeficiente de intercambio =	0,7

OC = 2,04 OR

A partir de la expresión, la capacidad de oxigenación:

OC a Q_{MEDIO} =	**1.246,0 Kg O_2/día**
OC a Q_{PUNTA} =	**1.281,5 Kg O_2/día**

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

Necesidad de Oxigeno real:

La necesidad de oxígeno real viene determinada por la capacidad de oxigenación

$$OC = O_R * \frac{C_S^{-10}}{C_S - C_L} * \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} * \frac{P_0}{P_H} * \frac{1}{\alpha}$$

Analizando cada parámetro:

O_R =	Necesidad de O_2 en condiciones reales.	
C_s^{-10} =	Concent saturación O_2 a 10º C =	11,33 mg/l
C_s =	Concent saturación O_2 a 12º C =	10,29 mg/l
C_L =	Concent O_2 requerida en reactor=	2,00 mg/l
$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$ =	Coeficientes de difusión. A 12º C =	0,9634
P_0 =	P atmosférica a nivel mar =	760 mm Hg
P_h =	P atmosférica a latitud EDAR =	700 mm Hg
α =	Coeficiente de intercambio =	0,7

OC = 2,04 OR

A partir de la expresión, la capacidad de oxigenación:

OC a Q_{MEDIO} =	**2.445,4 Kg O_2/día**
OC a Q_{PUNTA} =	**2.716,5 Kg O_2/día**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Necesidad de aire

Concentración aire =	23,9 % peso es O_2
Densidad aire =	1,25 Kg/m^3

Para esta concentración, la cantidad de aire a inyectar en el reactor:

Aire a Q_{MEDIO} =	**13.979,5 Kg aire/d**
Aire a Q_{PUNTA} =	**22.131,7 Kg aire/d**

Y el volumen:

	Nm^3aire/d	Nm^3aire/h
Aire a Q_{MEDIO} =	**11.183,6**	**466,0**
Aire a Q_{PUNTA} =	**17.705,4**	**737,7**

El rendimiento de los difusores es función de los metros de lámina de agua en el reactor. El rendimiento aproximado para 5m altura:

Rto =	**30 %**

A partir del rendimiento de los difusores, el caudal de aire necesario a inyectar en las parrillas:

Aire a Q_{MEDIO} en las parrillas =	**1.553,3 Nm^3aire/h**
Aire a Q_{PUNTA} en las parrillas =	**2.459,1 Nm^3aire/h**

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

Necesidad de aire

Concentración aire =	23,9 % peso es O_2
Densidad aire =	1,25 Kg/m^3

Para esta concentración, la cantidad de aire a inyectar en el reactor:

Aire a Q_{MEDIO} =	**5.213,2 Kg aire/d**
Aire a Q_{PUNTA} =	**5.362,0 Kg aire/d**

Y el volumen:

	Nm^3aire/d	Nm^3aire/h
Aire a Q_{MEDIO} =	**4.170,6**	**173,8**
Aire a Q_{PUNTA} =	**4.289,6**	**178,7**

El rendimiento de los difusores es función de los metros de lámina de agua en el reactor. El rendimiento aproximado para 5m altura:

Rto =	**30 %**

A partir del rendimiento de los difusores, el caudal de aire necesario a inyectar en las parrillas:

Aire a Q_{MEDIO} en las parrillas =	**579,2 Nm^3aire/h**
Aire a Q_{PUNTA} en las parrillas =	**595,8 Nm^3aire/h**

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

Necesidad de aire

Concentración aire =	23,9 % peso es O_2
Densidad aire =	1,25 Kg/m^3

Para esta concentración, la cantidad de aire a inyectar en el reactor:

Aire a Q_{MEDIO} =	**10.231,7 Kg aire/d**
Aire a Q_{PUNTA} =	**11.366,0 Kg aire/d**

Y el volumen:

	Nm^3 aire/d	Nm^3aire/h
Aire a Q_{MEDIO} =	**8.185,3**	**341,1**
Aire a Q_{PUNTA} =	**9.092,8**	**378,9**

El rendimiento de los difusores es función de los metros de lámina de agua en el reactor. El rendimiento aproximado para 5m altura:

Rto =	**30 %**

A partir del rendimiento de los difusores, el caudal de aire necesario a inyectar en las parrillas:

Aire a Q_{MEDIO} en las parrillas =	**1.136,9 Nm^3aire/h**
Aire a Q_{PUNTA} en las parrillas =	**1.262,9 Nm^3aire/h**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
El número de difusores instalados y el caudal unitario:	El número de difusores instalados y el caudal unitario:	El número de difusores instalados y el caudal unitario:
$Q_{UNITARIO}$ dif existentes = 4 Nm^3/h	$Q_{UNITARIO}$ dif existentes = 4 Nm^3/h	$Q_{UNITARIO}$ dif existentes = 4 Nm^3/h
Nº difusores por bº= 332 difusores	**Nº difusores instalados= 332 difusores**	**Nº difusores instalados= 332 difusores**
Nº difusores totales= 664 difusores	**Nº difusores instalados= 664 difusores**	**Nº difusores instalados= 664 difusores**
Caudal aportado = 2656 Nm^3/h	Caudal aportado = 2656 Nm^3/h	Caudal aportado = 2656 Nm^3/h
Difusores neces Qm = 388 difusores	Nº difusores neces Qm = 145 difusores	Nº difusores neces Qm = 284 difusores
Nº difusores neces Qp= 615 difusores	Nº difusores neces Qp= 149 difusores	Nº difusores neces Qp= 316 difusores
El número de difusores es suficiente para las necesidades de aireación en el reactor para la situación media y punta.	***El número de difusores es suficiente para las necesidades de aireación en el reactor para la situación media y punta.***	***El número de difusores es suficiente para las necesidades de aireación en el reactor para la situación media y punta.***
SOPLANTES:	***SOPLANTES:***	***SOPLANTES:***
Nº soplantes = 3	Nº soplantes = 3	Nº soplantes = 3
Nº soplantes en funcionamiento = 2	Nº soplantes en funcionamiento = 2	Nº soplantes en funcionamiento = 2
Nº soplantes de reserva = 1	Nº soplantes de reserva = 1	Nº soplantes de reserva = 1
Caudal unitario soplante = 1.600,0 Nm^3/h	Caudal unitario soplante = 1.600,0 Nm^3/h	Caudal unitario soplante = 1.600,0 Nm^3/h
Caudal total = 3.200,0 Nm^3/h	**Caudal total = 3.200,0 Nm^3/h**	**Caudal total = 3.200,0 Nm^3/h**
Con el caudal de dos soplantes se garantiza la aportación de aire punta en las parrillas.	***Con el caudal de un soplante se garantiza la aportación de aire punta en las parrillas para la situación actual.***	***Con el caudal de una soplante se garantiza la aportación de aire en las parrillas para la situación futura.***

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO

DECANTADOR SECUNDARIO

Las condiciones que debe cumplir del decantador :

	Carga superficial		Carga de sólidos	
	m^3/m^2*h		Kg/m^2*h	
Tipo Proceso	Valor medio	Valor máximo	Valor medio	Valor máximo
Proceso media carga	≤ 0,8	≤ 1,5	≤ 2,5	≤ 4,5
Proceso aireación prolongada	≤0,5	≤0,9	≤1,8	≤3,2

Las características del decantador:

Diámetro =	**22 m**
Superficie =	380,1 m^2
Altura recta agua =	4,1 m
Volumen =	1558,5 m^3

La carga superficial para caudal medio y punta:

Qmedio	166,7 m^3/h
Qpunta =	400,0 m^3/h
Superficie =	380,1 m^2
C_{SUPERF} Q_{MEDIO} =	**0,44 m**
C_{SUPERF} Q_{PUNTA} =	**1,05 m^3**

PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

DECANTADOR SECUNDARIO

Las condiciones que debe cumplir del decantador :

	Carga superficial		Carga de sólidos	
	m^3/m^2*h		Kg/m^2*h	
Tipo Proceso	Valor medio	Valor máximo	Valor medio	Valor máximo
Proceso media carga	≤ 0,8	≤ 1,5	≤ 2,5	≤ 4,5
Proceso aireación prolongada	≤0,5	≤0,9	≤1,8	≤3,2

Las características del decantador:

Diámetro =	**22 m**
Superficie =	380,1 m^2
Altura recta agua =	4,1 m
Volumen =	1558,5 m^3

La carga superficial para caudal medio y punta:

Qmedio	85,3 m^3/h
Qpunta =	204,7 m^3/h
Superficie =	380,1 m^2
C_{SUPERF} Q_{MEDIO} =	**0,22 m**
C_{SUPERF} Q_{PUNTA} =	**0,54 m^3**

PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO

DECANTADOR SECUNDARIO

Las condiciones que debe cumplir del decantador :

	Carga superficial		Carga de sólidos	
	m^3/m^2*h		Kg/m^2*h	
Tipo Proceso	Valor medio	Valor máximo	Valor medio	Valor máximo
Proceso media carga	≤ 0,8	≤ 1,5	≤ 2,5	≤ 4,5
Proceso aireación prolongada	≤0,5	≤0,9	≤1,8	≤3,2

Las características del decantador:

Diámetro =	**22 m**
Superficie =	380,1 m^2
Altura recta agua =	4,1 m
Volumen =	1558,5 m^3

La carga superficial para caudal medio y punta:

Qmedio	133,3 m^3/h
Qpunta =	320,0 m^3/h
Superficie =	380,1 m^2
C_{SUPERF} Q_{MEDIO} =	**0,35 m**
C_{SUPERF} Q_{PUNTA} =	**0,84 m^3**

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO	PARÁMETROS ACTUALES PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO	PARÁMETROS DE FUTURO PARA DISEÑO DEL BIOLÓGICO
Y de carga de sólidos:	Y de carga de sólidos:	Y de carga de sólidos:
Concentración MLSS = 4 Kg/m^3	Concentración MLSS = 4 Kg/m^3	Concentración MLSS = 4 Kg/m^3
Qmedio 166,7 m^3/h	Qmedio 85,3 m^3/h	Qmedio 133,3 m^3/h
Qpunta = 400,0 m^3/h	Qpunta = 204,7 m^3/h	Qpunta = 320,0 m^3/h
Carga sólidos a Qm = 666,7 Kg/h	Carga sólidos a Qm = 341,2 Kg/h	Carga sólidos a Qm = 533,3 Kg/h
Carga sólidos a Qp = 1600,0 Kg/h	Carga sólidos a Qp = 818,8 Kg/h	Carga sólidos a Qp = 1280,0 Kg/h
Superficie = 380,1 m^2	Superficie = 380,1 m^2	Superficie = 380,1 m^2
$C_{SÓLIDOS\ Q_{MEDIO}}$ = **1,75 Kg/m^2.h**	$C_{SÓLIDOS\ Q_{MEDIO}}$ = **0,90 Kg/m^2.h**	$C_{SÓLIDOS\ Q_{MEDIO}}$ = **1,40 Kg/m^2.h**
$C_{SÓLIDOS\ Q_{PUNTA}}$ = **4,21 Kg/m^2.h**	$C_{SÓLIDOS\ Q_{PUNTA}}$ = **2,15 Kg/m^2.h**	$C_{SÓLIDOS\ Q_{PUNTA}}$ = **3,37 Kg/m^2.h**
La carga hidráulica y de sólidos está ajustada a Qpunta.	***Cumple carga hidráulica y de sólidos.***	***Cumple carga hidráulica pero de sólidos está ajustada a Qpunta.***
TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:	***TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:***	***TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO:***
Para procesos de aireación prolongada el TRH a Qpunta oscila entre las 3h y las 6h.	Para procesos de aireación prolongada el TRH a Qpunta oscila entre las 3h y las 6h.	Para procesos de aireación prolongada el TRH a Qpunta oscila entre las 3h y las 6h.
TRH a Qpunta = 3,9 h	TRH a Qpunta = 7,6 h	TRH a Qpunta = 4,9 h
Cumple el TRH	***Cumple el TRH***	***Cumple el TRH***
CARGA SOBRE EL VERTEDERO:	***CARGA SOBRE EL VERTEDERO:***	***CARGA SOBRE EL VERTEDERO:***
Cvertedero < 9 m^3/m^2.h a Qpunta	Cvertedero < 9 m^3/m^2.h a Qpunta	Cvertedero < 9 m^3/m^2.h a Qpunta
$C_{VERTEDERO} = \frac{Qpunta}{2 \cdot 2\pi \cdot R}$	$C_{VERTEDERO} = \frac{Qpunta}{2 \cdot 2\pi \cdot R}$	$C_{VERTEDERO} = \frac{Qpunta}{2 \cdot 2\pi \cdot R}$
$C_{VERTEDERO}$ = 2,89 m^3/m.h	$C_{VERTEDERO}$ = 1,48 m^3/m.h	$C_{VERTEDERO}$ = 2,31 m^3/m.h
Cumple la carga sobre vertedero.	***Cumple la carga sobre vertedero.***	***Cumple la carga sobre vertedero.***

2.3. PRECIPITACIÓN QUÍMICA DEL FÓSFORO

Para conseguir en el agua tratada una concentración inferior a 2 mg/l de P, se proyecta un selector anaerobio en cabecera para su eliminación biológica. Además, se complementa y garantiza su eliminación mediante una instalación de dosificación de cloruro férrico para eliminar mediante precipitación química el fósforo que no sea eliminado por vía biológica. Esta instalación de cloruro férrico estará formada por depósito, bombas dosificadoras, y bombas de carga de reactivos, que van a ser calculados y diseñados a continuación.

Para el diseño de la instalación, se considera la situación más desfavorable, que es aquella en la que no se va a eliminar fósforo por vía biológica. Para su cálculo, es necesario considerar que la masa de fósforo contenida en el agua tratada será la del agua bruta deduciendo la fracción incorporada en los fangos y la realmente saliente de la planta de tratamiento.

El cálculo se realiza para la situación de futuro en cuanto a concentración y caudal medio diario:

Caudal medio diario =	3.200	m^3/día
Caudal medio horario =	133,33	m^3/h
Caudal punta horario =	320	m^3/h
Concentración media futuro=	8,0	mg/l
Carga contaminante media =	25,6	Kg/día
Concentración máxima a la salida =	2,0	mg/l
Carga contaminante máxima salida=	6,4	Kg/día

El fósforo a eliminar por vía química se calcula por la siguiente fórmula:

P entrada – P efluente – P sedimentable - P fangos exceso + P sólidos susp

A) P entrada

Concentración =	8,0 mg/l
Carga contaminante =	25,6 Kg/día

B) P efluente

Concentración =	2,0 mg/l
Carga contaminante =	6,4 Kg/día

C) P sedimentable

P sedimentable =	10%
P sedimentable =	**0,8 mg/l**
Carga P sedimentable =	2,56 Kg/día

D) P fangos exceso

Se calcula a partir de un factor que depende de la edad del fango:

P fangos exceso =	1,20 g P/100 gDBO el
Carga contaminante DBO5=	640,00 Kg/día
P a eliminar con fangos =	7,68 Kg/día
P a eliminar con fangos =	2,40 mg/l

D) P con SS efluente

Este factor hay que eliminarlo para así tener una concentración a la salida máxima de 2 mg/l.

P fangos exceso =	1,20 g P/100 gDBO el

P a eliminar con fangos =	7,68 Kg/día
Fangos en exceso =	345,23 Kg/día
Concentración máx SS salida=	35,0 mg/l
P a eliminar con SS =	0,78 mg/l
P a eliminar con SS =	2,49 Kg/día

El fósforo a eliminar por vía química:

P eliminar vía química =	**3,6 mg/l**
P eliminar vía química =	**11,5 Kg/día**

Eliminación de fósforo =	Por vía química
Reactivo a dosificar =	$FeCl_3$
Tipo de suministro =	Camión cisterna

$$Fe^{+3} + PO_4^{-3} \leftrightarrow FePO_4$$

$$Fe^{+3} + 3OH^- \leftrightarrow Fe(OH)_3$$

P a eliminar =	11,5 Kg/día
Relación molar =	1,5 mol Fe/mol P
Relación molar en peso Fe/P =	1,8 Kg Fe/Kg P
Dosificación estequiométrica =	2,7 Kg Fe/Kg P
Consumo medio estequiomét. Fe =	30,9 Kg/día
Proporción Fe en $FeCl_3$ =	34,46 %
Consumo medio necesario =	89,7 Kg/día

Forma comercial =	Disolución
Riqueza del producto comercial =	42 %
Densidad del producto comercial =	1,42 g/l
Consumo comercial medio =	213,6 Kg/día
Volumen medio =	150,4 l/día

Autonomía mínima de reactivo =	15 días
Volumen mínimo del depósito =	2.257 l
Volumen del depósito proyectado =	**10.000 l**
Autonomía depósito proyectado a Qm =	**66 días**

Dosificación de reactivos:

Nº de bombas dosificación =	2,0 Ud.
Nº bombas funcionamiento =	1,0 Ud.
Nº bombas reserva =	1,0 Ud.
Tipo de bomba dosificadora =	De membrana
Tipo de dosificación =	Volumétrica
Volumen medio a dosificar=	6,3 l/h
Caudal bombas existentes =	0-45 l/h

Fangos en exceso

Fósforo medio a eliminar =	11,5	Kg/día
Moles de $FePO_4$ formados =	355,0	moles/día
Peso del $FePO_4$ formado =	53,6	Kg/día
Moles de $Fe(OH)_3$ formado	355,0	moles/día
Peso del $Fe(OH)_3$ formado =	37,9	Kg/día
Total fangos formados =	***91,5***	***Kg/día***
Concentración salida decantador =	8	g/l
Volumen de fango a tratar =	11,4	m^3/día

Supone un volumen de un 20% respecto al volumen total de fangos generados en exceso.

2.4. INSTRUMENTACIÓN

Control del proceso mediante potencial REDOX

Los procesos de nitrificación-desnitrificación con desfosfatación biológica y química, controlados mediante potencial redox, por su bajo coste de instalación y mínima necesidad de mano de obra, son los más adecuados para este tipo de poblaciones atendiendo a las experiencias existentes.

Por ello, se proyecta un medidor de tipo REDOX para cada biológico en Tudela de Duero.

Este modo, que funciona por ciclos, se basa en la aportación continua de oxígeno durante una determinado tiempo, que debe ser suficiente para producir la nitrificación y donde deben alcanzarse valores de oxígeno alrededor de los 2 mg/l. Terminado ese tiempo se pasa al proceso de desnitrificación en el que se deja de aportar oxígeno al licor mezcla durante el tiempo necesario para que se produzcan condiciones anaerobias y con ello desnitrificación.

Este tipo de operación supone un descenso en el número de horas de funcionamiento de los sistemas de aporte de aire frente al sistema convencional de operar mediante consigna de oxígeno.

Las consignas que controlan el funcionamiento son:

- Potencial redox.
- Tiempo redox estabilizado
- Estabilización.

El funcionamiento mediante potencial redox:

Cuando se pone en marcha la aireación en el tanque biológico, las bacterias nitrificantes oxidan el amonio a nitratos. El potencial redox aumenta a medida que va aumentando la concentración de compuestos oxidados, hasta un punto en que se estabiliza. En este momento el sistema procederá a parar las soplantes si se cumplen las siguientes condiciones:

- La señal redox se encuentra por encima de la señal de consigna para parada.
- La señal redox está estabilizada.

A esta parte del ciclo se le denomina **nitrificación**.

Tras la parada de las soplantes, los microorganismos consumen el oxígeno disuelto y reducen los nitratos a nitrógeno gas para aprovechar este oxígeno.

Con la desnitrificación vuelve a aumentar la concentración de formas reducidas, por lo que vuelve a disminuir el potencial redox hasta un punto en que prácticamente se estabiliza, en este punto en función de las consignas, se arrancarán nuevamente las soplantes empezado el ciclo de nitrificación. Este ciclo en el que el redox va descendiendo se denomina **desnitrificación**.

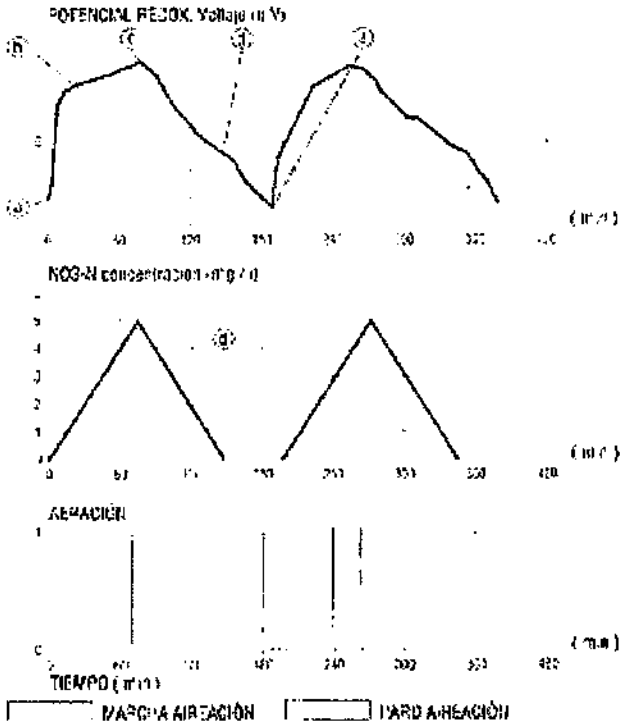
Cuando las condiciones en el tanque de aireación pasan de anóxicas a anaerobias, con un descenso brusco del potencial redox, algunas especies de bacterias emitirán fósforo al medio. Estas mismas bacterias, cuando se inicie un nuevo período de

aireación, adsorberán más fósforo que el emitido en la fase anterior con un balance de eliminación entre el 40 y el 60%

Conjuntamente al control mediante el redox, se establecerá una supervisión paralela para impedir que un error en el medidor provoque un fallo del sistema, estableciendo para ello:

- Tiempo de nitrificación mínimo.
- Tiempo de nitrificación máximo.
- Tiempo de desnitrificación mínimo.
- Tiempo de desnitrificación máximo.

Un esquema del trabajo por ciclos a partir de la medida del redox podría ser el siguiente:



En un primer momento (punto a) el nitrógeno en sus formas reducidas que llega a la planta produce un potencial redox negativo. Como el oxígeno disuelto es cero, se pone en marcha la aireación.

Con oxígeno disuelto en el medio, mantenido entre 2 y 4 mg/l, y las condiciones adecuadas, las bacterias nitrificantes comienzan la oxidación del amoniaco transformándolo en nitratos.

Al aumentar rápidamente la concentración de formas oxidadas y disminuir la de reducidas, el potencial redox se vuelve positivo en la fase **a-b**.

En la fase **b-c** la aireación está aún en marcha pero la producción de nitratos es mucho más lenta porque existe ya poco amoniaco acumulado. El potencial redox aumenta más lentamente. Cuando se estabiliza, se detiene la aireación.

A partir del punto **c**, con la aireación detenida, comienza la reducción de los nitratos a nitrógeno gaseoso. Es el proceso de desnitrificación. Durante la desnitrificación, disminuye el potencial redox, la concentración de oxígeno y la concentración de nitratos.

En las proximidades del punto **d**, esta disminución del potencial redox es más lenta porque existe una baja concentración de nitratos acumulada. El oxígeno disuelto en esta fase es 0 mg/l.

En el punto d se produce una inflexión en la curva de redox. Es el punto denominado "punto de concentración cero de nitratos". Este punto indica el final de la desnitrificación y el paso de condiciones anóxicas a anaerobias, con lo que al acumularse gran número de compuestos reducidos, el potencial redox disminuye de nuevo rápidamente.

Para poder trabajar mediante este sistema será necesario modificar el SCADA y poder acceder a su programación para que se pueda controlar el reactor biológico siguiendo dos posibles secuencias:

- Control a partir de la medida de oxígeno.
- Control a partir del REDOX. Trabajo por ciclos

De esta forma, además de contar con el sistema anteriormente propuesto, si se produjese algún fallo del proceso podría emplearse el control habitual por oxígeno disuelto.

Medida de los Sólidos en Suspensión en el biológico

Para poder controlar el funcionamiento de los reactores biológicos existentes, se propone la instalación de un medidor de Sólidos en Suspensión en cada uno de los tanques, que permita controlar y maniobrar la recirculación y purga de fangos en función de la concentración de trabajo del biológico.

Se realiza la medida de los sólidos en suspensión o la turbidez sumergidas directamente en el medio, sin necesidad de transporte ni acondicionamiento de muestra.

La medida se realiza mediante un fotómetro infrarrojo de doble ángulo de dispersión, lo que permite lecturas independientes de la coloración de la muestra.

Sustitución de sondas de O_2 existentes por otras de tipo luminiscente

Se propone la sustitución de las sondas de oxígeno existentes, de tipo electroquímico, por un sensor de tipo luminiscente, basado en un principio óptico completamente nuevo. Se proyectan dos medidores para cada uno de los reactores.

La medición se realiza sobre una película luminiscente sensible al oxígeno que se excita mediante un diodo luminoso de color azul.

Después de la excitación, la película luminiscente emite un pulso de luz roja. El tiempo de duración de este pulso remitido corresponde a la concentración de oxígeno. La medida de este tiempo no deriva debido a factores del proceso, de modo que el sensor LDO **no necesita calibración** por parte del usuario, limitando la necesidad de mantenimiento a limpiezas espaciadas y la sustitución cada 2 años de la cápsula del sensor.

Al contrario de los sensores electroquímicos no se consume oxígeno en este método óptico. Por lo tanto, la medición es más resistente a los depósitos de suciedad. Asimismo, la velocidad de flujo no influye tampoco en la fiabilidad de los valores de medición.

2.5. RESUMEN DE LAS ACTUACIONES PARA ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES

Las actuaciones para eliminación de nutrientes son las siguientes:

- Cámara anaerobia previa de 12x6m y altura de 4,5m de lámina de agua, dotada de dos agitadores de 5 kW.

- Recirculación externa existente desde el pozo de fangos hasta la cámara anaerobia mediante nueva conducción de diámetro 250 mm de FD.

- Instalación completa para la dosificación de cloruro férrico para precipitación química del fósforo, que complemente a la eliminación biológica. La instalación estará formada por dos bombas de carga de reactivo de 10 m^3/h, depósito de PRFV de $FeCl_3$ de $10m^3$ y dos bombas dosificadoras con caudal de 0 a 45 l/h.

- Instalación de la instrumentación necesaria para mejorar el funcionamiento y manejo del proceso biológico, proyectando en cada reactor una sonda REDOX, una sonda de sólidos en suspensión y dos medidores de oxígeno luminiscentes.

3. EDAR: LÍNEA DE FANGOS

La línea de fangos se estudia considerando tanto la situación actual cuando se conecte la margen izquierda, como la situación de futuro una vez se haya incrementado la población tanto en la margen derecha (20% aprox.) como en la margen izquierda (80% aprox.), calculada a 25 años vista.

Además, es necesario considerar que el volumen de fangos en exceso se va a incrementar con la dosificación de cloruro férrico, que provocará una precipitación química.

Por tanto los fangos a tratar serán la suma de los generados en la situación más desfavorable, verano, calculados anteriormente, más los fangos formados por la precipitación química.

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.		LÍNEA DE FANGOS. ACTUAL		LÍNEA DE FANGOS. FUTURO	
Fangos del proceso biológico		**Fangos del proceso biológico**		**Fangos del proceso biológico**	
Kg de fangos en exceso biológico =	676,7 Kg/día	Kg de fangos en exceso biológico =	148,8 Kg/día	Kg de fangos en exceso biológico =	345,2 Kg/día
Edad fangos purgados =	24,9 días	Edad fangos purgados =	65,3 días	Edad fangos purgados =	52,3 días
Concentración fangos decantados =	8,0 Kg/m^3	Concentración fangos decantados =	8,0 Kg/m^3	Concentración fangos decantados =	8,0 Kg/m^3
Volumen de fangos a tratamiento =	84,6 m^3/dia	Volumen de fangos a tratamiento =	18,6 m^3/dia	Volumen de fangos a tratamiento =	43,2 m^3/dia
		Fangos en exceso		***Fangos en exceso***	
		Fósforo medio a eliminar =	11,5 Kg/día	Fósforo medio a eliminar =	11,5 Kg/día
		Moles de FePO4 formados =	355,0 moles/día	Moles de FePO4 formados =	355,0 moles/día
		Peso del FePO4 formado =	53,6 Kg/día	Peso del FePO4 formado =	53,6 Kg/día
		Moles de Fe(OH)3 formado	355,0 moles/día	Moles de Fe(OH)3 formado	355,0 moles/día
		Peso del Fe(OH)3 formado =	37,9 Kg/día	Peso del Fe(OH)3 formado =	37,9 Kg/día
		Total fangos formados =	***91,5 Kg/día***	***Total fangos formados =***	***91,5 Kg/día***
		Concentración salida decantador =	8 g/l	Concentración salida decantador =	8 g/l
		Volumen de fango a tratar =	11,4 m^3/dia	Volumen de fango a tratar =	11,4 m^3/dia
		Cantidad total de fangos =	**240,3 Kg/día**	**Cantidad total de fangos =**	**436,7 Kg/día**
		Volumen total de fangos =	**30,0 m^3/día**	**Volumen total de fangos =**	**54,6 m^3/día**

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.

ESPESADOR POR GRAVEDAD

Para aireación prolongada los parámetros de diseño:

	Diseño
Carga de sólidos =	< 30 kg/m^2.día
Carga hidráulica =	< 8 m^3/m^2.día
Tiempo de retención	> 24 h
Concentración del fango	de 20 a 30 g/l

Con la carga hidráulica y la carga de sólidos se calcula la superficie mínima, tomando para el diseño la más restrictiva:

$$S = \frac{Q}{C_{HIDRAULICA}} \qquad S = \frac{Q}{C_{SÓLIDOS}}$$

Q =	84,59 m^3/día
$C_{HIDRAULICA}$ <	8 m^3/m^2.día
S >	10,57 m^2

Y con la carga de sólidos:

$C_{SÓLIDOS}$ =	676,7 Kg/día
$C_{SÓLIDOS}$ <	30,0 kg/m^2.día
S >	22,6 m^2

LÍNEA DE FANGOS. ACTUAL

ESPESADOR POR GRAVEDAD

Para aireación prolongada los parámetros de diseño:

	Diseño
Carga de sólidos =	< 30 kg/m^2.día
Carga hidráulica =	< 8 m^3/m^2.día
Tiempo de retención	> 24 h
Concentración del fango	de 20 a 30 g/l

Con la carga hidráulica y la carga de sólidos se calcula la superficie mínima, tomando para el diseño la más restrictiva:

$$S = \frac{Q}{C_{HIDRAULICA}} \qquad S = \frac{Q}{C_{SÓLIDOS}}$$

Q =	30,04 m^3/día
$C_{HIDRAULICA}$ <	8 m^3/m^2.día
S >	3,75 m^2

Y con la carga de sólidos:

$C_{SÓLIDOS}$ =	240,3 Kg/día
$C_{SÓLIDOS}$ <	30,0 kg/m^2.día
S >	8,0 m^2

LÍNEA DE FANGOS. FUTURO

ESPESADOR POR GRAVEDAD

Para aireación prolongada los parámetros de diseño:

	Diseño
Carga de sólidos =	< 30 kg/m^2.día
Carga hidráulica =	< 8 m^3/m^2.día
Tiempo de retención	> 24 h
Concentración del fango	de 20 a 30 g/l

Con la carga hidráulica y la carga de sólidos se calcula la superficie mínima, tomando para el diseño la más restrictiva:

$$S = \frac{Q}{C_{HIDRAULICA}} \qquad S = \frac{Q}{C_{SÓLIDOS}}$$

Q =	54,59 m^3/día
$C_{HIDRAULICA}$ <	8 m^3/m^2.día
S >	6,82 m^2

Y con la carga de sólidos:

$C_{SÓLIDOS}$ =	436,7 Kg/día
$C_{SÓLIDOS}$ <	30,0 kg/m^2.día
S >	14,6 m^2

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.

Las características del espesador:

Diámetro =	8,00 m
Superficie espesador =	**50,27 m^2**
Altura del espesador =	4,60 m
$C_{HIDRAULICA}$ =	**1,68 m^3/m^2.día**
$C_{SÓLIDOS}$ =	**13,46 kg/m^2.día**
Volumen espesador =	231,22 m^3
TRH =	65,60 h

El espesador se diseñó cumpliendo la carga hidráulica y de sólidos:

Carga sólidos salida =	676,74 Kg/día
Concentración =	30 Kg/m^3
$Q_{FANGOS\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***22,56 m^3/día***
Destino =	Deshidratación-estabilización

La ***salida del sobrenadante*** se realiza por el vertedero situado en la parte superior del equipo. Es un caudal con una mínima concentración de sólidos:

$Q_{SOBRENADANTE\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***62,0 m^3/día***
Destino =	Red de retornos

LÍNEA DE FANGOS. ACTUAL

Las características del espesador:

Diámetro =	8,00 m
Superficie espesador =	**50,27 m^2**
Altura del espesador =	4,60 m
$C_{HIDRAULICA}$ =	**0,60 m^3/m^2.día**
$C_{SÓLIDOS}$ =	**4,78 kg/m^2.día**
Volumen espesador =	231,22 m^3
TRH =	184,75 h

El espesador cumple a carga hidráulica y de sólidos.

Carga sólidos salida =	240,30 Kg/día
Concentración =	30 Kg/m^3
$Q_{FANGOS\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***8,01 m^3/día***
Destino =	Deshidratación-estabilización

La ***salida del sobrenadante*** se realiza por el vertedero situado en la parte superior del equipo. Es un caudal con una mínima concentración de sólidos:

$Q_{SOBRENADANTE\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***22,0 m^3/día***
Destino =	Red de retornos

LÍNEA DE FANGOS. FUTURO

Las características del espesador:

Diámetro =	8,00 m
Superficie espesador =	**50,27 m^2**
Altura del espesador =	4,60 m
$C_{HIDRAULICA}$ =	**1,09 m^3/m^2.día**
$C_{SÓLIDOS}$ =	**8,69 kg/m^2.día**
Volumen espesador =	231,22 m^3
TRH =	101,65 h

El espesador cumple a carga hidráulica y de sólidos.

Carga sólidos salida =	436,75 Kg/día
Concentración =	30 Kg/m^3
$Q_{FANGOS\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***14,56 m^3/día***
Destino =	Deshidratación-estabilización

La ***salida del sobrenadante*** se realiza por el vertedero situado en la parte superior del equipo. Es un caudal con una mínima concentración de sólidos:

$Q_{SOBRENADANTE\ A\ LA\ SALIDA}$ =	***40,0 m^3/día***
Destino =	Red de retornos

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.

ESTABILIZACIÓN Y DESHIDRATACIÓN DEL FANGO

$Q_{FANGO\ A\ DESHIDRATAR}$ =	22,56 m^3/día
Concentración fango =	30,00 Kg/m^3
Nº equipos =	1 ud.
Tipo de deshidratación =	Mecánica con centrífuga
$Q_{DIARIO\ DE\ FANGO}$ =	22,56 m^3/día
$Q_{SEMANAL\ DE\ FANGO}$ =	157,9 m^3/semana
Caudal de la centrífuga =	**6,00 m^3/h**
Dias de trabajo/semana=	**5,00 días**
Horas al día necesarias =	**5,3 h/día**

Los fangos se conducen desde el espesador hasta la centrífuga ***a través de dos bombas de tipo mono.***

Nº bombas =	2 ud.
Nº bombas funcionamiento=	1 ud.
Ejecución =	Horizontal
Caudal =	De 3 a 8 m^3/h

LÍNEA DE FANGOS. ACTUAL

ESTABILIZACIÓN Y DESHIDRATACIÓN DEL FANGO

$Q_{FANGO\ A\ DESHIDRATAR}$ =	8,01 m^3/día
Concentración fango =	30,00 Kg/m^3
Nº equipos =	1 ud.
Tipo de deshidratación =	Mecánica con centrífuga
$Q_{DIARIO\ DE\ FANGO}$ =	8,01 m^3/día
$Q_{SEMANAL\ DE\ FANGO}$ =	56,1 m^3/semana
Caudal de la centrífuga =	**6,00 m^3/h**
Dias de trabajo/semana=	**2,00 días**
Horas al día necesarias =	**5 h/día**

Actualmente es suficiente con deshidratar dos días durante cinco horas para secar todo el fango en exceso.

Los fangos se conducen desde el espesador hasta la centrífuga ***a través de dos bombas de tipo mono.***

Nº bombas =	2 ud.
Nº bombas funcionamiento=	1 ud.
Ejecución =	Horizontal
Caudal =	De 3 a 8 m^3/h

LÍNEA DE FANGOS. FUTURO

ESTABILIZACIÓN Y DESHIDRATACIÓN DEL FANGO

$Q_{FANGO\ A\ DESHIDRATAR}$ =	14,56 m^3/día
Concentración fango =	30,00 Kg/m^3
Nº equipos =	1 ud.
Tipo de deshidratación =	Mecánica con centrífuga
$Q_{DIARIO\ DE\ FANGO}$ =	14,56 m^3/día
$Q_{SEMANAL\ DE\ FANGO}$ =	101,9 m^3/semana
Caudal de la centrífuga =	**6,00 m^3/h**
Dias de trabajo/semana=	**5,00 días**
Horas al día necesarias =	**3 h/día**

Actualmente es suficiente con deshidratar los días laborables durante tres horas para secar todo el fango en exceso.

Los fangos se conducen desde el espesador hasta la centrífuga ***a través de dos bombas de tipo mono.***

Nº bombas =	2 ud.
Nº bombas funcionamiento=	1 ud.
Ejecución =	Horizontal
Caudal =	De 3 a 8 m^3/h

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.		**LÍNEA DE FANGOS. ACTUAL**		**LÍNEA DE FANGOS. FUTURO**	
Se lleva a cabo la ***estabilización del fango*** mediante la adicción de polielectrolito.		Se lleva a cabo la ***estabilización del fango*** mediante la adicción de polielectrolito.		Se lleva a cabo la ***estabilización del fango*** mediante la adicción de polielectrolito.	
Reactivo a emplear =	Polielectrolito	Reactivo a emplear =	Polielectrolito	Reactivo a emplear =	Polielectrolito
Dosis polielectrolito =	5 Kg/T fangos	Dosis polielectrolito =	5 Kg/T fangos	Dosis polielectrolito =	5 Kg/T fangos
Q fangos a tratar cada hora operac=	6,00 m^3/h	Q fangos a tratar cada hora operac=	6,00 m^3/h	Q fangos a tratar cada hora operac=	6,00 m^3/h
Q fangos a estabilizar por hora útil =	180,00 Kg/h	Q fangos a estabilizar por hora útil =	180,00 Kg/h	Q fangos a estabilizar por hora útil =	180,00 Kg/h
Consumo polielectrolito =	0,90 Kg/h	Consumo polielectrolito =	0,90 Kg/h	Consumo polielectrolito =	0,90 Kg/h
Dilución de la preparación =	0,50 %	Dilución de la preparación =	0,50 %	Dilución de la preparación =	0,50 %
Consumo polielectrolito día=	**180,00 l/h útil**	**Consumo polielectrolito día=**	**180,00 l/h útil**	**Consumo polielectrolito día=**	**180,00 l/h útil**
Y el ***equipo de dosificación de polielectrolito***:		Y el ***equipo de dosificación de polielectrolito***:		Y el ***equipo de dosificación de polielectrolito***:	
Tipo:	Unidad de dosificación	Tipo:	Unidad de dosificación	Tipo:	Unidad de dosificación
Número de unidades:	1 ud	Número de unidades:	1 ud	Número de unidades:	1 ud
Capacidad de la unidad:	800 l	Capacidad de la unidad:	800 l	Capacidad de la unidad:	800 l
Nº de cámaras =	2 ud	Nº de cámaras =	2 ud	Nº de cámaras =	2 ud
Nº de agitadores =	1 ud	Nº de agitadores =	1 ud	Nº de agitadores =	1 ud
Bombas de dosificación:	2 Unidades	Bombas de dosificación:	2 Unidades	Bombas de dosificación:	2 Unidades
Caudal de las bombas =	50-500 l/h	Caudal de las bombas =	5-500 l/h	Caudal de las bombas =	5-500 l/h

LÍNEA DE FANGOS. DISEÑO.		**LÍNEA DE FANGOS. ACTUAL**		**LÍNEA DE FANGOS. FUTURO**	
La ***salida de los fangos de la centrifuga***:		La ***salida de los fangos de la centrifuga***:		La ***salida de los fangos de la centrifuga***:	
Volumen de fangos a tratar =	22,56 m^3/día	Volumen de fangos de entrada =	8,01 m^3/día	Volumen de fangos de entrada =	14,56 m^3/día
Volumen de fangos a tratar =	157,91 m^3/semana	Volumen de fangos de entrada =	56,07 m^3/semana	Volumen de fangos de entrada =	101,91 m^3/semana
Carga de sólidos de entrada =	676,74 Kg/día	Carga de sólidos de entrada =	240,3 Kg/día	Carga de sólidos de entrada =	436,7 Kg/día
Concentración fangos de entrada =	3,00 % ms	Concentración fangos de entrada =	3,00 % ms	Concentración fangos de entrada =	3,00 % ms
Concentración fangos salida centrífuga =	22,00 % ms	Concentración fangos salida centrifuga =	22,00 % ms	Concentración fangos salida centrifuga =	22,00 % ms
Carga de sólidos de salida =	676,74 Kg/día	Carga de sólidos de salida =	240,30 Kg/día	Carga de sólidos de salida =	436,75 Kg/día
Volumen de fangos de salida =	**3,08 m^3/día**	**Volumen de fangos de salida =**	**1,09 m^3/día**	**Volumen de fangos de salida =**	**1,99 m^3/día**
El volumen de ***sobrenadante de salida de la centrifuga***:		El volumen de ***sobrenadante de salida de la centrifuga***:		El volumen de ***sobrenadante de salida de la centrifuga***:	
Volumen de sobrenadante =	**19,48 m^3/día**	**Volumen de sobrenadante =**	**6,92 m^3/día**	**Volumen de sobrenadante =**	**12,57 m^3/día**
Destino =	Red de retornos	Destino =	Red de retornos	Destino =	Red de retornos
DESTINO DE LOS FANGOS SECOS		***DESTINO DE LOS FANGOS SECOS***		***DESTINO DE LOS FANGOS SECOS***	
El fango deshidratado se conduce a almacenamiento en la tolva.		El fango deshidratado se conduce a almacenamiento en la tolva.		El fango deshidratado se conduce a almacenamiento en la tolva.	
Volumen de fango =	3,08 m^3/día	Volumen de fango =	1,09 m^3/día	Volumen de fango =	1,99 m^3/día
Concentración del fango =	22,00 %	Concentración del fango =	22,00 %	Concentración del fango =	22,00 %
Almacenamiento de fangos =	En tolva	Almacenamiento de fangos =	En tolva	Almacenamiento de fangos =	En tolva
Capacidad de la tolva =	***20 m^3***	***Capacidad de la tolva =***	***20 m^3***	***Capacidad de la tolva =***	***20 m^3***
Autonomía =	***6,5 días***	***Autonomía =***	***18,3 días***	***Autonomía =***	***10,1 días***

3.1. RESUMEN DE ACTUACIONES EN LA LÍNEA DE FANGOS

La línea de fangos funciona de forma correcta y tiene capacidad suficiente para asumir en la actualidad el caudal de fangos en exceso que se generará debido a la dosificación de cloruro férrico, y en la situación de futuro también.

4. EDAR: OTRAS ACTUACIONES

A continuación se recogen otras actuaciones en la EDAR basadas en la descripción de la situación actual de la planta desarrollada en el anejo nº 1, y que no son temas específicos de la eliminación de nutrientes.

- ***Estructura metálica y polipasto manual***

Es necesario proyectar en el pozo de bombeo de cabecera y en el pozo de fangos una estructura metálica y un polipasto manual de 1000 kg, que permita extraer las bombas del pozo para realizar labores de mantenimiento de los equipos de impulsión.

- ***Variador de frecuencia para el bombeo***

Es necesario disponer de un variador de frecuencia para la regulación del bombeo de cabecera ya que actualmente no disponen de él y los equipos trabajan en arranque paro directo.

- ***Sonda de nivel radar:***

Actualmente la regulación del bombeo se realiza mediante boyas de nivel. La regulación del bombeo tiene una importancia vital en la planta, por lo que se considera necesario sustituir el método de regulación por un medidor de nivel de tipo radar, que presenta la ventaja de que no se ve afectado por la presencia de flotantes y tiene un funcionamiento robusto y eficaz.

- ***Aireadores del desarenado***

Los aireadores del desarenado se encuentran parados por avería mecánica que no asume ni el Ayuntamiento ni SOCAMEX. Además estos aireadores no aportan el caudal de aire necesario para un desarenador de las características del de Tudela por lo que es necesaria su sustitución para el buen funcionamiento del tratamiento biológico, principalmente en la eliminación de flotantes y grasas.

- ***Mejora del tratamiento de grasas***

Se proyecta la sustitución del equipo concentrador de grasas por un equipo de menores dimensiones, que permita que las grasas discurran por gravedad desde la arqueta del desengrasado hasta el equipo, eliminando de esta manera el bombeo existente, que mantiene por los continuos problemas, toda la línea de tratamiento de grasas parada.

La tubería de grasas al equipo, debido a que es aérea, se proyecta en acero inoxidable calorifugada.

- ***Cabinas insonorización soplantes***

Las soplantes de la EDAR no disponen de cabina de insonorización, por lo que se proyecta su instalación para mejorar la explotación y las labores de mantenimiento de los equipos, que faciliten los trabajos de los operarios dentro de la sala.

- ***Recrecido de la cota del aliviadero***

El aliviadero posterior a pretratamiento alivia caudal de aguas negras a cauce en tiempo seco, cuando se ponen en marcha dos bombas. Por ello es necesario un recrecido del labio del vertedero mediante chapa metálica que garantice que en tiempo seco todo el caudal se conduce a tratamiento biológico.

- ***Calorifugado de tuberías de fangos***

Es necesario realizar un calorifugado de las tuberías de proceso que están a la intemperie, ya que en los días de heladas de invierno estas conducciones se congelan, quedando inoperativo el tratamiento.

- ***Medidor Parshall para la medida del efluente depurado***

Actualmente el efluente depurado de salida de los decantadores se conduce a la arqueta vista y desde ésta al vertido al río Duero. Se proyecta una arqueta Parshall después del tratamiento con el fin de que se pueda conocer que caudal depurado es vertido al río en todo momento.

5. ESTACIONES DE BOMBEO INTERMEDIAS

- ***Reja de limpieza automática en EB 3***

Para impedir que los sólidos de mayor tamaño llegasen al pozo de bombeo se ejecutó una reja de gruesos de luz de paso 80 mm, de limpieza manual y no extraíble, que se encuentra anclada al hormigón.

Este hecho, unido a que la profundidad del pozo es elevada, unos 6m, hace que las labores de mantenimiento de la reja sean complicadas.

Por ello, se propone la sustitución de la reja manual por una de limpieza automática de 1,5 kW de potencia, que evite las complejas labores de limpieza y los continuos problemas de atasques en caso de tormenta.

Esta reja automática lleva asociado un tornillo transportador de sólidos y un contenedor.

6. COLECTOR MARGEN IZQUIERDA

Las actuaciones que se contemplan llevar a cabo en la margen izquierda del río Duero son las siguientes:

- Nuevo emisario que recogerá todos los caudales generados en la margen izquierda del río Duero y los conducirá hasta la margen opuesta en donde se sumarán a la red de saneamiento existente de la margen derecha. Con ello se logrará que estos caudales sean tratados en la EDAR del municipio.
- Restitución de un tramo de colector perteneciente a la red de saneamiento de la margen derecha para que éste colector pueda asumir el caudal de la margen izquierda.

6.1. EMISARIO PRINCIPAL.

El emisario que se llevará cabo recorrerá la margen izquierda del río Duero recogiendo todos los caudales que se generen en la misma hasta llegar a una pasarela existente a través de la cual cruzará el río Duero colgado de la misma. Una vez cruzado el río, el emisario continuará bordeando la margen derecha hasta llegar a una estación de bombeo existente con capacidad hidráulica suficiente para asumir los nuevos caudales, con lo que se dará fin a la actuación.

A lo largo de su recorrido el emisario tendrá las siguientes singularidades: dos estaciones de bombeo, tres aliviaderos y el cruce sobre el río Duero.

A continuación se procederá a la descripción del emisario y de las singularidades que se irán encontrando a lo largo de su recorrido.

Estación de Bombeo nº1.

El emisario partirá de la Urbanización privada Camping Club Duero, en la que será necesario el dimensionamiento de una estación de bombeo para salvar el desnivel existente entre la misma y el Paseo de Requejada (por donde continuará el emisario principal).

Esta estación se dispondrá en las proximidades del lugar en el que se ubican las actuales fosas sépticas que dan servicio a la Urbanización.

La excavación del vaciado se llevará a cabo por medios mecánicos y taludes H1:V1 (siendo el fondo de la excavación mayor a la superficie exterior en planta de la estación de bombeo, 0,5m a cada lado) hasta la cota marcada en los planos. El relleno del trasdós se realizará con material procedente de la propia excavación.

Bajo la estación de bombeo se extenderá una subbase de material granular de 15 cm de espesor y una capa de hormigón de limpieza HL-150 de 10 cm de espesor.

Las dimensiones interiores de la misma serán de **2,5m de ancho por 2,5m de largo** con una altura hasta el labio inferior del aliviadero de 1,96m, con lo que se asegura que el caudal que se verterá a través del mismo tendrá al menos un coeficiente de dilución 1:6.

El fondo de la estación, que se encontrará a la cota 693,64m (a 4m bajo el nivel del terreno), tendrá una pendiente en dirección a las bombas con el fin de evitar la acumulación de depósitos bajo la zona del colector de llegada.

La solera y los muros se ejecutarán con Hormigón Armado HA30/B/20/IV+Qb para la clase de exposición ambiental Q_b (ataques químicos), con un espesor 40cm para la primera y 30cm para los segundos. Los armados correspondientes tanto a solera como a muros vienen detallados en los planos correspondientes.

Junto a la estación se dispondrá una **arqueta** de dimensiones 1,6m*1,6m y altura 1,5m, con muros de espesores 20cm y solera de espesor 30cm de HA30/B/20/IV+Qb, en cuyo interior se alojará el cuadro de mandos de las bombas.

Tanto la estación de las bombas como la arqueta en la que se alojará el cuadro de mandos se cerrarán en superficie mediante una losa alveolar en la que se colocarán dos tapas de Fundición Dúctil de diámetro 60cm. Se fijarán unos pates tanto en un muro interior de la estación de bombeo como en un muro interior de la arqueta para poder acceder hasta el fondo de las mismas

El colector procedente de la Urbanización es de PVC de Ø400mm y llegará a la estación de bombeo a la cota 696,84m, lo que supone una altura respecto al fondo de la misma 3,2m. Frente al colector de llegada se colocará una Pantalla de PRFV para reducir la velocidad de entrada del agua residual desde la red y asegurar un flujo regular de agua (sin turbulencias ni remolinos) en el interior de la cámara de las

bombas. Esta pantalla tendrá tres orificios que comunicarán con el sistema de bombas.

El colector-aliviadero, a través del cual se verterán los caudales en situación de tormenta, será un colector de PVC de Ø400mm. Con el fin de evitar la salida de sólidos flotantes a través del mismo, se dispondrá una chapa deflectora de PRFV de dimensiones 1m*1m, a una separación de 10cm de la pared.

Las bombas se colocarán junto al muro opuesto a través del cual llegará el colector procedente de la Urbanización. En torno a las mismas, se dispondrá una reja de limpieza manual de altura 2,3m con una separación entre barrotes de 60mm. Ésta se sustentará mediante unos perfiles guía UPN-80 e IPE-80.

Las dos bombas serán sumergibles, estarán en posición 1+1 (una de ellas en reserva) y tendrán capacidad para impulsar (cada una de ellas) un caudal de 1,53l/s hasta una altura manométrica de 14,13m. Además dispondrán de variador de frecuencia para poder ajustarse a los caudales y de un paso de voluta mayor a 8 cm. De estos condicionantes resulta la necesidad de unas bombas con una potencia al menos de 0,35 Kw.

Se dotará al pozo de un carrete telescópico, una válvula de retención y una válvula de compuerta para cada una de las bombas. Para el control del nivel de agua en el mismo en cada momento se instalarán un medidor de nivel tipo boya y un medidor de nivel por radar.

Colector-aliviadero. Éste será un colector de **PVC de Ø400mm** que partirá de la Estación de Bombeo nº1 a la cota 695,6m y desembocará en el río Duero a la cota 695m, con una longitud total de 11,4m (de lo que resulta una pendiente descendente del 5,25%). En su desembocadura se dispondrá una boquilla con las dimensiones que se especifican en los planos.

La excavación de este colector será en zanja con taludes 1:10 y ancho del fondo de excavación de 1,0m (0,6m + Ø). Se encontrará en la ladera del río, por lo que no será necesaria la demolición de firme alguno ni su posterior reposición. La tubería se apoyará sobre 15cm de cama de arena y se cubrirá con el mismo material hasta 15cm sobre la generatríz superior. El resto de la zanja se rellenará con material de la propia excavación.

P.K.0+000 → P.K.0+077 (Impulsión 1).

La impulsión que partirá de la Estación de Bombeo 1 será de **PE de Ø63mm**. Tendrá una longitud total de 77,3m, saldrá a la cota 696,14m y llegará al pozo de registro P1 (que se ubicará en el Paseo de Requejada) a la cota 705,06m, de lo que resulta un desnivel de 8,91m.

La profundidad media de su generatriz inferior respecto al terreno será de 1,23m.

En planta estará formado por una única alineación recta, mientras que en alzado tendrá dos alineaciones rectas: la primera hasta el P.K.0+060 (con una pendiente ascendente del 0,10%), y la segunda desde el anterior P.K. hasta el final (con una pendiente del ascendente del 23,81%).

A lo largo de todo su recorrido discurrirá bajo la ladera del río por lo que no será necesario ni demoler pavimento alguno ni su posterior reposición.

La excavación de la zanja en la que se alojará la tubería irá entibada y con unos taludes hasta el fondo de excavación 1:10. El mismo tendrá una anchura de 0,663m (0,6m + Ø).

La tubería se apoyará en cama de arena de 15cm y será recubierta por la misma hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo. Sobre la capa de arena se rellenará la zanja con material procedente de la propia excavación.

P.K.0+077 → P.K.0+268.

Este tramo del emisario será un colector por gravedad de **PVC de Ø315mm**, que partirá del pozo de registro P1 (ubicado en el Paseo de Requejada y de altura igual a 1,7m) a la cota 704,86m y desembocará en un pozo de registro ya existente (ubicado en el mismo Paseo en la zona del cruce con la Senda de la Tercia) a la cota 704,27m, tras haber recorrido un total de 191,2m.

La profundidad media de su generatriz inferior respecto al terreno será de 2,03m.

Por el circularán únicamente los caudales impulsados desde la Urbanización privada Camping Club Duero.

En alzado estará formado por una única alineación recta con una pendiente descendente del 0,30%. En planta estará formado igualmente por única alineación.

A lo largo de su recorrido se dispondrán tres pozos de registro por motivos de mantenimiento:

- Pozo P2 de altura 2,1m (en el P.K.0+120).
- Pozo P3 de altura 2,2m (en el P.K.0+180).
- Pozo P4 de altura 2,7m (en el P.K.0+240).

El colector discurrirá bajo una calle que se encuentra pavimentada con aglomerado bituminoso por lo que será necesario demoler el pavimento existente previamente a la excavación de la zanja. Ésta será entibada con taludes 1:10 y con un fondo de excavación de 0,915m (0,6m + Ø).

La tubería se apoyará en cama de arena de 15cm y será recubierta con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo. El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2.

El firme quedará repuesto mediante una capa de 20cm de espesor de Hormigón en Masa sobre la que se extenderá una capa de rodadura de mezcla bituminosa en caliente de 4cm de espesor tipo AC 16 Surf 60/70.

P.K.0+268 → P.K.0+463(Tramo Existente).

Bajo la zona en la que discurre este tramo del emisario existe un colector de **Hormigón de Ø600mm** que se aprovechará para conformar este tramo del mismo.

El colector parte del pozo de registro existente (de altura 2,2m) que se encuentra en la zona del cruce del Paseo de Requejada con la Senda de la Tercia y desembocará en otro pozo de registro existente (de altura 1,5m) que se encuentra en la Plaza El Plantío.

Por este colector circularán tanto los caudales procedentes del anterior tramo del emisario como los que serán aportados, a través de varias acometidas a lo largo del mismo, desde el Área 2 de la margen izquierda del río Duero.

La longitud total del tramo es de 194,9m, saliendo a la cota 704,23m y llegando a la Plaza El Plantío a la cota 701,49m.

En alzado presenta cinco cambios de alineación de los que resultan seis alineaciones rectas:

- P.K.0+268 → P.K.0+301: Pendiente descendente del 0,12%.
- P.K.0+301 → P.K.0+332: Pendiente descendente del 0,88%.
- P.K.0+332 → P.K.0+362: Pendiente descendente del 0,55%.
- P.K.0+362 → P.K.0+399: Pendiente descendente del 1,51%.
- P.K.0+399 → P.K.0+427: Pendiente descendente del 4,87%.
- P.K.0+427 → P.K.0+463: Pendiente descendente del 0,88%.

En planta presenta las siguientes alineaciones rectas:

- P.K.0+268 → P.K.0+301.
- P.K.0+301 → P.K.0+332.
- P.K.0+332 → P.K.0+362.
- P.K.0+362 → P.K.0+399.
- P.K.0+399 → P.K.0+427.
- P.K.0+427 → P.K.0+463.

A lo largo de su recorrido existen 5 pozos de registro (aparte de los que se encuentra en el inicio y en el final del tramo) que se ubicarán en los puntos de cambio de alineación en planta y en alzado:

- P.K.0+301, de altura 2,5m.
- P.K.0+332, de altura 2,6m.
- P.K.0+362, de altura 2,8m.

- P.K.0+399, de altura 3,0m.
- P.K.0+427, de altura 3,2m.

En el pozo de registro en el que desemboca este tramo llegan también los colectores que transportan los caudales procedentes de las Áreas 3, 4 y 5 de la margen izquierda del río Duero. En la actualidad desde este punto parte un colector aliviadero a través del cual se vierten las aguas al río Duero.

Se debe destacar que este pozo no fue encontrado durante el reconocimiento en campo, ya que está oculto bajo una capa de aglomerado bituminosa, por lo que su ubicación es aproximada.

P.K.0+463 → P.K.0+490.

El siguiente tramo del emisario recogerá todos los caudales que lleguen al pozo de registro existente en la Plaza El Plantío (en el que desembocan los colectores que traen caudales desde las Áreas 1, 2, 3, 4 y 5) y los conducirá hasta la Estación de Bombeo nº2, que se ubicará en la misma Plaza.

Este tramo será un colector por gravedad de **PVC de Ø800mm**, partirá del pozo de registro existente a la cota 701,49m y llegará a la estación de bombeo a la cota 701,34m, tras haber recorrido 26,9m bajo la Plaza El Plantío, a una profundidad media de 1,79m.

A lo largo de su trayectoria el colector tendrá en planta una única alineación recta. Por otro lado, en alzado estará formado igualmente por una única alineación recta con una pendiente descendente del 0,50%.

La zanja irá entibada y su excavación se realizará con taludes 1:10 hasta el fondo de la excavación, que tendrá una anchura de 1,4m (0,6m + Ø). Previamente a la excavación de la misma será necesaria la demolición del pavimento existente en la zona y remover el material viario que se afecte.

La tubería se apoyará sobre una cama de arena de 15cm y se recubrirá hasta 15cm por encima de su generatriz superior con el mismo material. El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2.

Una vez rellenada la zanja, se repondrá el pavimento existente. Esta actuación comprenderá la extensión de una capa de hormigón en masa de 20cm sobre la que se colocará una capa con el mismo material removido. De igual manera, se repondrá todo el material viario afectado en la excavación de la zanja.

Estación de Bombeo nº2.

Todos los caudales que lleguen a la Plaza El Plantío (excepto los que se viertan por el aliviadero dispuesto) deberán ser impulsados hasta la Calle Herrera. Por ello, se ha diseñado una segunda estación de bombeo en este punto.

Esta estación de bombeo estará formada por los siguientes elementos:

- **Cámara de las bombas:** de dimensiones interiores en planta de 4m de ancho y 8,3m de largo.
- **Cámara de alivio:** de dimensiones interiores en planta de 0,5m de ancho por 8,3m de largo.
- **Arqueta del cuadro de mandos:** de dimensiones interiores en planta de 1,5m de ancho por 2,1m de largo.

El colector de PVC de Ø800mm llegará a la **cámara de las bombas** en el punto medio de uno de los lados de menor anchura a la cota 701,35m, lo que supone una altura respecto al fondo del mismo de 1,95m.

El fondo de la estación, que se encontrará a la cota 699,4m (a 4,3m bajo el nivel del terreno), tendrá una pendiente en dirección a las bombas con el fin de evitar la acumulación de depósitos bajo la zona del colector de llegada.

La altura hasta el labio inferior del aliviadero será de 1,68m con lo que se asegura que el caudal vertido a través del mismo tendrá un coeficiente de dilución al menos 1:6. Se dispondrá una chapa deflectora de PRFV a lo largo del aliviadero hasta la sección en la que se encontrarán las rejas (longitud total de 6,8m), con el fin de evitar la entrada de sólidos flotantes hacia la cámara de alivio.

La **cámara de alivio** se encontrará adosada al pozo de bombeo a lo largo de toda su longitud, estando separada del mismo por un muro de 1,68m de altura (que es el que marcará el labio inferior del aliviadero). De uno de sus muros laterales saldrá el colector aliviadero (cuya generatriz inferior estará a la cota 700,72) a través del cual se evacuarán los caudales hacia el río Duero (siempre con un coeficiente de dilución al menos 1:6).

En el lado opuesto por el que llega el colector de entrada a la cámara de las bombas, se colocarán dos bombas sumergibles en posición 1+1 (estando una de las mismas en posición de reposo). Dichas bombas deberán tener capacidad suficiente para bombear un caudal de 10,61l/s hasta una altura manométrica de 10,19m, de lo que resulta la necesidad de unas bombas de al menos 1,77Kw de potencia. Además estarán dotadas de variador de frecuencia para poder ajustarse a los caudales y un paso de voluta mayor a 10cm.

En torno a las bombas se dispondrán unas rejas manuales con separación entre barrotes de 60mm con el fin de evitar la entrada de los sólidos de mayor tamaño hacia la zona en la que estarán las bombas. Dichas rejas se sustentarán mediante unos perfiles guía UPN-80 e IPE-80.

En la zona superior del pozo, sobre las rejas, se colocará un perfil IPE-80 del que se colgará un polipasto (que facilitará tanto la extracción de las rejas para proceder a su limpieza como la extracción de las bombas).

Sobre la zona de las bombas se colocará una plataforma tipo trámex desmontable que estará dotada de una barandilla de protección.

Para acceder a la plataforma tipo trámex desde el exterior se dispondrá una escalera galvanizada de seguridad y, para hacerlo a la cámara de las bombas y a la cámara de alivio desde dicha plataforma, se fijarán a los muros dos filas de pates.

Se dotará al pozo de un carrete telescópico, una válvula de retención y una válvula de compuerta para cada una de las bombas. Para el control del nivel de agua en el mismo en cada momento se instalarán un medidor de nivel tipo boya y un medidor de nivel por radar.

La excavación del vaciado de la estación se realizará por medios mecánicos. Ésta será entibada con taludes 1:10 (siendo el fondo de la excavación mayor a la superficie

exterior en planta del aliviadero, 0,5m a cada lado) hasta la cota marcada en los planos. El relleno del trasdós se realizará con Suelo Seleccionado Tipo 2. Una vez rellenado el trasdós, se repondrá el pavimento existente. Esta actuación comprenderá la extensión de una capa de hormigón en masa de 20cm sobre la que se colocará una capa con el mismo material removido. De igual manera, se repondrá todo el material viario afectado en la excavación del vaciado.

Bajo la estación de bombeo se extenderá una subbase de material granular de 15 cm de espesor y una capa de hormigón de limpieza HL-150 de 10 cm de espesor.

La solera y los muros se ejecutarán con Hormigón Armado HA30/B/20/IV+Qb para la clase de exposición ambiental Q_b (ataques químicos). El espesor de la primera será de 40cm, mientras que el de los muros será de 30cm. Los armados correspondientes tanto a soleras como a muros vienen detallados en los planos correspondientes.

Junto a la estación se dispondrá una **arqueta** de dimensiones 1,5m*2,1m y altura 2,0m, con muros con espesores 0,3m y solera de espesor 0,4m de HA30/B/20/IV+Qb, en cuyo interior se alojará el cuadro de mandos de las bombas. Para el acceso a su interior se fijará una fila de pates a uno de sus muros interiores.

Tanto la estación de las bombas como la arqueta en la que se alojará el cuadro de mandos se cerrarán en superficie mediante una losa alveolar en la que se colocarán dos tapas de Fundición Dúctil de diámetro 60cm. Sobre la losa se repondrá el firme existente, dejando enrasadas con el pavimento las tapas de fundición dúctil.

Colector-Aliviadero. Éste será una tubería de **PVC de Ø630mm** que saldrá desde la cámara de alivio hasta el pozo de registro P25 (en el que los caudales conducidos por el colector-aliviadero serán recogidos por la tubería a través de la cual en la actualidad se está produciendo el vertido al río Duero desde la Plaza El Plantío). Este colector tendrá una longitud total de 33,2m, saldrá a la cota 700,72m de la cámara de alivio y llegará al pozo de registro P25 a la cota 700,21m, de lo que resulta una pendiente del 1,54%. A lo largo de su trazado sufrirá un cambio de alineación en planta que se resolverá mediante un pozo de registro P26.

P.K.0+499 → P.K.0+602 (Impulsión 2).

Desde la anterior estación de bombeo saldrá una tubería de impulsión de **FD de Ø150mm** a la cota 702,42m y llegará a un pozo de registro existente (a la altura del cruce de la Calle Herrera con la Carretera de Mojados-Aldeamayor) a la cota 706,79m. La impulsión se encontrará a una profundidad media (medida desde su generatriz inferior) de 1,25m.

Su longitud total será 103,3m y discurrirá en un principio bajo la Plaza El Plantío para posteriormente hacerlo bajo la Calle Herrera.

En alzado estará compuesta por cuatro alineaciones rectas con pendientes ascendentes: la primera del 2,51% (hasta el P.K.0+503), la segunda del 16,67% (hasta el P.K.0+520), la tercera del 3,13% (hasta el P.K.0+559) y la cuarta del 1,24% (hasta el P.K.0+602).

Por otro lado, en planta estará compuesto por tres alineaciones rectas: la primera hasta el P.K.0+520, la segunda hasta el P.K.0+559 y la tercera hasta el P.K.0+602.

La zanja irá entibada y su excavación se realizará con taludes 1:10 hasta el fondo de la excavación, que tendrá una anchura de 0,75m (0,6m + Ø). Previamente a la excavación de la zanja será necesaria la demolición del pavimento existente en la zona y remover el material viario que se afecte.

La tubería se apoyará sobre una cama de arena de 15cm y se recubrirá hasta 15cm por encima de su generatriz superior con el mismo material. El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2.

Una vez rellenada la zanja, se repondrá el pavimento existente. Esta actuación comprenderá la extensión de una capa de hormigón en masa de 20cm sobre la que se colocará una capa con el mismo material removido. De igual manera, se repondrá todo el material viario afectado en la excavación de la zanja.

P.K.0+602 → P.K.0+786 (Tramo Existente).

Este tramo del emisario estará formado por un colector por gravedad ya existente en la actualidad de **PVC de Ø630mm**.

Todo el tramo discurre bajo la Calle Herrera desde el pozo de registro existente en el cruce con la Carretera de Mojados-Aldeamayor (cuya altura es de 1,9m) hasta otro pozo de registro existente en el cruce con la Travesía de Herrera (de altura 3,5m).

Por el circularán tanto los caudales impulsados por la Estación de Bombeo nº2 como los caudales aportados en el pozo de registro existente en cabecera por el colector que da servicio al Área 6 de la margen izquierda del río Duero.

En alzado tiene dos alineaciones rectas: la primera con una pendiente descendente del 0,80% (hasta el P.K.0+689) y la segunda con otra pendiente descendente del 1,09% (hasta el P.K.0+786).

Por otro lado, en planta está formado por tres alineaciones rectas: la primera hasta el P.K.0+689, la segunda hasta el P.K.0+735 y la tercera hasta el P.K.0+786.

En los puntos donde hay algún cambio de alineación existe un pozo de registro (en los P.K.0+689 y P.K.0+735).

Desde el pozo de registro existente en el que desemboca este tramo, parte en la actualidad un colector a través del cual se produce el tercer punto de vertido al río Duero en la actualidad. Este colector tiene un pozo de registro intermedio antes de verter finalmente al río (al que llega el colector que da servicio al Área 7 de la margen izquierda del río Duero).

P.K.0+786 → P.K.0+806.

Este tramo del emisario discurrirá bajo la Calle Herrera desde el pozo de registro existente en el que desemboca el anterior tramo (de altura 3,5m) hasta un nuevo pozo de registro P5 (de 3,7m de altura), con el cual se interceptará el colector procedente del Área 7, logrando con ello la incorporación de los caudales procedentes de dicha área al emisario y evitando su vertido directo al río.

Por el circularán los caudales que lleguen a través del anterior tramo del emisario, es decir, los impulsados por la Estación de Bombeo 2 y los procedentes del Área 6.

Este tramo será un colector por gravedad de **PVC de Ø630mm**, que partirá a la cota 704,51m y llegará al pozo P5 a la cota 704,43m, siendo su longitud total de 20m. Su generatriz inferior se encontrará a una profundidad media de 3,40m.

En alzado estará formado por una única alineación recta (con una pendiente descendente del 0,8%). Igualmente en planta estará formado por una única alineación recta.

El colector discurrirá bajo una calle que se encuentra pavimentada con aglomerado bituminoso por lo que será necesario demoler el pavimento existente previamente a la excavación de la zanja. Ésta será entibada con taludes 1:10 y con una anchura del fondo de excavación de 1,23m (0,6m + Ø).

La tubería se apoyará en cama de arena de 15cm y será recubierta con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo. El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2.

El firme quedará repuesto mediante una capa de 20cm de espesor de Hormigón en Masa sobre la que se extenderá una capa de rodadura de mezcla bituminosa en caliente tipo AC 16 Surf 60/70 de 4cm de espesor.

P.K.0+806 → P.K.0+818.

Este tramo de colector discurrirá a lo largo de 12,3m bajo la Calle Herrera desde el pozo de registro P5, en el que se incorporarán los caudales procedentes del Área 7, hasta el Aliviadero 1.

Por el circularán tanto los caudales aportados por el anterior tramo del emisario como los caudales que se incorporarán procedentes del Área 7.

Será un colector por gravedad de **PVC de Ø800mm**, que partirá a la cota 704,43m y llegará al Aliviadero 1 a la cota 704,36m, estando a una profundidad media respecto al terreno de 3,50m.

Tanto en planta como en alzado estará formado por una única alineación recta, siendo su pendiente descendente del 0,34%.

Lo referente a demolición del firme, a excavación de la zanja, a relleno de la misma y a reposición del firme establecido para el tramo anterior será extrapolable a este tramo salvo con una excepción, en este caso el fondo de la zanja tendrá una anchura de 1,4m (0,6m + Ø).

Aliviadero 1.

En este punto se ha dimensionado un aliviadero para reducir los caudales que se conducirán aguas abajo del emisario, logrando con ello la necesidad de disponer un colector de menor diámetro aguas abajo del mismo.

El aliviadero tendrá unas dimensiones interiores de **3,6m de largo por 1,5m de ancho**, estando el fondo del mismo a una profundidad de 3,79m. El colector de llegada será el colector correspondiente al tramo anterior del emisario, de PVC de Ø800mm, y el de salida será el tramo siguiente del emisario, de PVC de Ø400mm.

La zona del aliviadero en la que se encontrará la conducción se conformará con Hormigón en Masa (al que se le dará un acabado final en forma de arco circular de diámetro 775mm con el que se deberá alcanzar un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,009)

El labio inferior del vertedero estará al menos a 0,318m sobre el fondo de la conducción de HM, con lo que se asegurará que el agua vertida a través de él tendrá un coeficiente de dilución igual o mayor a 1:6. Se dispondrá una chapa deflectora a lo largo del mismo con el fin de evitar la salida de sólidos flotantes hacia la cámara de alivio.

Esta última tendrá una anchura de 0,6m, una longitud igual a la del aliviadero y una altura de 0,5m. De ella saldrá un colector aliviadero de PVC de Ø500mm a través del cual se verterán los caudales que sobrepasen el labio del vertedero en dirección al río Duero.

El aliviadero se cerrará en superficie mediante una losa alveolar en la que se dispondrán dos tapas de fundición dúctil de 60cm de diámetro para poder acceder, por medio de dos filas de pates fijadas a las paredes interiores del aliviadero, hasta la zona de la conducción y hasta la zona de la cámara de alivio respectivamente. Sobre la losa se repondrá el firme existente, dejando enrasadas con el pavimento las tapas de fundición dúctil.

Bajo el aliviadero se extenderá una subbase de material granular de 15 cm de espesor y una capa de hormigón de limpieza HL-150 de 10 cm de espesor.

La solera y los muros se ejecutarán con Hormigón Armado HA30/B/20/IV+Qb para la clase de exposición ambiental Q_b (ataques químicos). El espesor de la primera será de

40cm, mientras que el de los muros será de 30cm. Los armados correspondientes tanto a soleras como a muros vienen detallados en los planos correspondientes.

El vaciado del aliviadero se hará por medios mecánicos, tras la demolición del pavimento bituminoso existente, entibado con taludes 1:10, siendo el fondo de la excavación mayor a la superficie exterior en planta del aliviadero (0,5m a cada lado). El relleno del trasdós del aliviadero se realizará con Suelo Seleccionado Tipo 2. Para reponer el firme demolido, se extenderá una capa de Hormigón en Masa de 20cm sobre la que se extenderá una capa de rodadura de 4cm de mezcla bituminosa en caliente tipo AC 16 Surf 60/70.

Colector-Aliviadero: De la cámara de alivio saldrá un colector aliviadero de PVC de Ø500mm con una pendiente del 4%. Éste partirá a la cota 704,15m y desembocará en un pozo de registro existente (al que llega en la actualidad el colector procedente del Área 7) a la cota 702,86m. A lo largo de su recorrido sufrirá un cambio de alineación en planta que se resolverá mediante el pozo de registro P27.

La excavación de este colector será en zanja con taludes 1:10 y ancho del fondo de excavación de 1,1m (0,6m + Ø). Se encontrará en la ladera del río, por lo que no será necesaria la demolición de firme alguno ni su posterior reposición. La tubería se apoyará sobre 15cm de cama de arena y se cubrirá con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior. El resto de la zanja se rellenará con material de la propia excavación.

P.K.0+821 → P.K.0+937.

El tramo que saldrá del anterior aliviadero discurrirá bajo la Calle Herrera desde el mismo hasta llegar al pozo de registro P7 (de altura 4,4m), ubicado en el cruce con la Calle Donantes de Sangre.

Este tramo será un nuevo colector por gravedad de **PVC de Ø400mm,** que partirá del aliviadero a la cota 704,38m y llegará al pozo de registro P7 a la cota 703,95m, con una longitud total de 117,7m. Su generatriz inferior estará a una profundidad media de 3,84m respecto al terreno.

Tanto en alzado como en planta tendrá una única alineación recta, siendo su pendiente descendente del 0,34%. Por motivos de mantenimiento se dispondrá un pozo de registro intermedio (P6) en el P.K.0+886, cuya altura será de 4,0m.

El colector discurrirá bajo una calle que se encuentra pavimentada con aglomerado bituminoso por lo que será necesario demoler el pavimento existente previamente a la excavación de la zanja. Ésta será entibada con taludes 1:10 y con una anchura del fondo de excavación de 1,00m (0,6m + Ø).

La tubería se apoyará sobre una cama de arena de 15cm y será recubierta con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo. Parte del material procedente de la excavación tendrá las características apropiadas para conformar la cama de arena por lo que se, previo cribado, podrá ser reutilizado con la supervisión del Director de Obra. El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2.

El firme quedará repuesto mediante una capa de 20cm de espesor de Hormigón en Masa sobre la que se extenderá una capa de rodadura de mezcla bituminosa en caliente de 4cm de espesor tipo AC 16 Surf 60/70.

P.K.0+937 → P.K.1+018.

El siguiente tramo discurrirá bajo la Calle Herrera (a una profundidad media de 4,00m) desde el pozo de registro P7 (con una altura de 4,4m) hasta el pozo de registro P9 (ubicado en el cruce de la Calle Herrera con el Camino de Palacios y con una altura de 4,4m).

Por este tramo de colector circularán tanto los caudales procedentes del tramo anterior del emisario como los caudales que llegarán al pozo de registro P7 a través del colector que recoge los caudales del Área 8 de la margen izquierda del río Duero.

La tubería de este tramo será de **PVC de Ø630mm**, partirá a la cota 704,14m del pozo P7 y llegará a la cota 703,65m al pozo P9, tras recorrer 81,2m.

En alzado tendrá una única alineación recta con una pendiente del 0,34%, mientras que en planta estará formado por dos alineaciones rectas entre las que se dispondrá el pozo de registro P8 (de altura 4,1m) en el P.K.0+975.

Lo referente a demolición del firme, a excavación de la zanja, a relleno de la misma y a reposición del firme establecido para el tramo anterior será extrapolable a este tramo salvo con una excepción, en este caso el fondo de la zanja tendrá una anchura de 1,23m (0,6m + Ø).

P.K.1+018 → P.K.1+024.

Este tramo del emisario discurrirá bajo el Camino de Palacios, desde el pozo de registro P9 (pozo que se ubicará en la intersección de la Calle Herrera con el Camino de Palacios y de altura de 4,4m) hasta llegar al Aliviadero 2.

Por este colector circularán tanto los caudales procedentes del anterior tramo del emisario como los caudales aportados por las tuberías procedentes de las Áreas 8 y 9 de la margen izquierda del río Duero (las cuales desembocarán en el pozo de registro P9).

El colector será de **PVC de Ø630mm**, partirá a la cota 703,65m, llegará al aliviadero a la cota 703,63m y tendrá una longitud total de 6m. Su generatriz inferior se encontrará a una profundidad media respecto al terreno de 4,15m.

En alzado estará formado por una única alineación recta (de pendiente descendente del 0,34%), al igual que en planta.

La excavación se realizará en zanja con taludes 1:10 y con un fondo de excavación de 1,23m (0,6m + Ø). Será necesaria la entibación de la misma.

La tubería se apoyará en cama de arena de 15cm y será recubierta con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo. Parte del material procedente de la excavación tendrá las características apropiadas para conformar la cama de arena por lo que se, previo cribado, podrá ser reutilizado con la supervisión del Director de Obra. El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2.

El colector discurrirá bajo un camino de tierra, por lo que éste se repondrá mediante una capa de 20cm de espesor de Zahorra Artificial ZA-20.

Aliviadero 2.

En el punto en el que desemboca el anterior tramo del emisario ha sido necesario el dimensionamiento de un segundo aliviadero. Éste se ubicará bajo el Camino de Palacios (en las cercanías del cruce con la Calle de Herrera).

El aliviadero tendrá unas dimensiones interiores de **2,6m de largo por 1,5m de ancho**, estando el fondo del mismo a una profundidad de 4,67m. El colector de llegada será el colector correspondiente al tramo anterior del emisario, de PVC de Ø630mm, y el de salida será el tramo siguiente del emisario, de PVC de Ø500mm.

La zona del aliviadero en la que se encontrará la conducción se conformará con Hormigón en Masa (al que se le dará un acabado final en forma de arco circular de diámetro 589,7mm con el que se deberá alcanzar un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,009)

El labio inferior del vertedero estará al menos a 0,287m sobre el fondo de la conducción de HM, con lo que se asegurará que el agua vertida a través de él tendrá un coeficiente de dilución igual o mayor a 1:6. Se dispondrá una chapa deflectora a lo largo del mismo con el fin de evitar la salida de sólidos flotantes hacia la cámara de alivio.

La cámara de alivio tendrá una anchura de 0,6m, una longitud igual a la del aliviadero y una altura de 0,4m. De ella saldrá un colector-aliviadero de PVC de Ø400mm a través del cual se verterán los caudales que sobrepasen el labio del vertedero en dirección al río Duero.

El aliviadero se cerrará en superficie mediante una losa alveolar en la que se dispondrán dos tapas de fundición dúctil de 60cm de diámetro para poder acceder, por medio de dos filas de pates fijadas a las paredes interiores del aliviadero, hasta la zona de la conducción y hasta la zona de la cámara de alivio respectivamente. Sobre la losa se repondrá el firme existente, dejando enrasadas con el pavimento las tapas de fundición dúctil.

Bajo el aliviadero se extenderá una subbase de material granular de 15 cm de espesor y una capa de hormigón de limpieza HL-150 de 10 cm de espesor.

La solera y los muros se ejecutarán con Hormigón Armado HA30/B/20/IV+Qb para la clase de exposición ambiental Q_b (ataques químicos). El espesor de la primera será de

40cm, mientras que el de los muros será de 30cm. Los armados correspondientes tanto a soleras como a muros vienen detallados en los planos correspondientes.

El vaciado del aliviadero se hará por medios mecánicos, entibado con taludes 1:10, siendo el fondo de la excavación mayor a la superficie exterior en planta del aliviadero (0,5m a cada lado). El relleno del trasdós del aliviadero se realizará con Suelo Seleccionado Tipo 2. Para reponer el camino de tierra, se extenderá una capa de Zahorra Artificial ZA-20 hasta la cota marcada en los planos.

Colector-Aliviadero: De la cámara de alivio saldrá un colector aliviadero de **PVC de Ø400mm** con una pendiente del 16,93%. Éste partirá a la cota 703,13m y desembocará antes de llegar al río a la cota 695m, siendo su longitud total de 48,0m.

En el punto de desembocadura se ejecutará una boquilla con las dimensiones especificadas en los planos.

La excavación de este colector será en zanja con taludes 1:10 y ancho del fondo de excavación de 1,1m (0,6m + Ø). Se encontrará en la ladera del río, por lo que no será necesaria la demolición de firme alguno ni su posterior reposición. La tubería se apoyará sobre 15cm de cama de arena y se cubrirá con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior. Parte del material procedente de la excavación tendrá las características apropiadas para conformar la cama de arena por lo que se, previo cribado, podrá ser reutilizado con la supervisión del Director de Obra

El resto de la zanja se rellenará con material de la propia excavación.

P.K.1+027 → P.K.1+434.

Este tramo del emisario partirá desde el aliviadero anteriormente descrito y desembocará en el pozo de registro P17 (de altura 1,1m) que se ubicará inmediatamente anterior a la pasarela existente sobre el río Duero.

Discurrirá a lo largo de sus 403,6m bajo el Camino de Palacios a una profundidad media de 2,77m, saliendo del aliviadero a la cota 703,60m y llegando al pozo de registro P17 a la cota 700,36m.

El colector será un tubo por gravedad de **PVC de Ø500mm**, y por él circularán únicamente los caudales que pasen a través del Aliviadero 2.

Este tramo en alzado sufrirá cuatro cambios de alineación que se traducen en cinco alineaciones rectas diferentes, todas ellas con pendientes descendentes: la primera hasta el P.K.1+078 con una pendiente del 0,34%, la segunda hasta el P.K.1+138 con una pendiente del 0,42%, la tercera hasta el P.K.1+190 con una pendiente del 0,43%, la cuarta hasta el P.K.1+326 con una pendiente del 0,30% y la quinta hasta el P.K.1+434 con una pendiente del 2,01%.

Por otro lado, en planta estará formado por seis alineaciones rectas diferentes: la primera hasta el P.K.1+078, la segunda hasta el P.K.1+138, la tercera hasta el P.K.1+190, la cuarta hasta el P.K.1+249, la quinta hasta el P.K.1+326 y la sexta hasta el P.K.1+434.

En cada uno de los cambios de alineación en planta y de alineación en alzado se dispondrá un pozo de registro:

- P10: con una altura de 4,3m, ubicado en el P.K.1+078.
- P11: con una altura de 4,5m, ubicado en el P.K.1+138.
- P12: con una altura de 4,6m, ubicado en el P.K.1+190.
- P13: con una altura de 4,4m, ubicado en el P.K.1+249.
- P14: con una altura de 3,8m, ubicado en el P.K.1+286.
- P15: con una altura de 3,1m, ubicado en el P.K.1+326.
- P16: con una altura de 1,6m, ubicado en el P.K.1+386.

La excavación se realizará en zanja con taludes 1:10 y con un fondo de excavación de 1,10m (0,6m + Ø). Será necesaria la entibación de la misma.

La tubería se apoyará en cama de arena de 15cm y será recubierta con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo. Parte del material procedente de la excavación tendrá las características apropiadas para conformar la cama de arena por lo que, previo cribado, podrá ser reutilizado con la supervisión del Director de Obra.

Salvo en el último subtramo comprendido entre los P.K.1+406 y P.K.1+434, el resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2 y el camino de tierra se repondrá mediante una capa de 20cm de espesor de Zahorra Artificial ZA-20.

En el subtramo comprendido entre los P.K.1+406 y P.K.1+434, la tubería se encontrará a una profundidad muy somera respecto al camino por lo que, con el fin de evitar que cargas superficiales pudieran producir daños en el colector, se rellanará la zanja con hormigón en masa.

P.K.1+434 → P.K.1+574 (Pasarela sobre el río Duero).

En este tramo el emisario cruzará el río Duero colgado de una pasarela existente.

El colector será una tubería de **ACERO de Ø400mm** por la que circularán los caudales que llegarán a través del anterior tramo del emisario, es decir, los caudales que han pasado a través del Aliviadero 2.

Este tramo abarcará tanto el subtramo que irá colgado del río Duero, como la bajante vertical por la que se descenderá de la pasarela (apoyada en el estribo de la margen derecha de la misma), como el subtramo con pendiente pronunciada hasta desembocar en el pozo de registro P18.

El primer subtramo, el colgado de la pasarela, saldrá desde el pozo de registro P17 a la cota 700,36m y con una pendiente descendente del 0,84% alcanzará el extremo opuesto de la pasarela a la cota 699,33m, tras haber recorrido 123,1m.

Una vez cruzado el río, ya en la margen derecha, se descenderá de la pasarela mediante una bajante de acero inoxidable y dimensiones de 0,5m*0,5m que dispondrá de chapas deflectoras para la disipación de energía.

Finalmente se conectará con el pozo de registro P18 mediante un colector de **ACERO de Ø400mm**.

P.K.1+574 → P.K.1+586.

Este tramo del emisario discurrirá, bajo el camino de tierra que bordea la margen derecha del río Duero (a una profundidad media de 1,40m), desde el pozo de registro P18 (de altura 1,6m y que se encontrará ubicado en el camino de tierra existente bajo la pasarela) hasta el Aliviadero 3.

Por el circularán los caudales que llegarán a través del tramo del emisario desde aguas arriba del mismo, junto con los caudales vertidos al colector que desembocará en el pozo de registro P18 (procedentes de la zona del casco urbano de la margen derecha).

El colector será una tubería por gravedad de **PVC de Ø800mm**, saldrá a la cota 693,70m del pozo de registro P18 y llegará, 12m aguas abajo, a la cota 693,66m.

Tanto en alzado como en planta estará formado por una única alineación recta, siendo su pendiente descendente del 0,30%.

La tubería se apoyará en cama de arena de 15cm y será recubierta con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo.

El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2 y el camino de tierra se repondrá mediante una capa de 20cm de espesor de Zahorra Artificial ZA-20.

Aliviadero 3.

Se ha dimensionado un tercer aliviadero que se ubicará, bajo el camino de tierra que bordea la margen derecha del río Duero, en el punto que desembocará el anterior tramo del emisario.

El aliviadero tendrá unas dimensiones interiores de **1,8m de largo por 1,5m de ancho**, estando el fondo del mismo a una profundidad de 1,59m. El colector de llegada será el colector correspondiente al tramo anterior del emisario, de PVC de Ø800mm, y el de salida será el tramo siguiente del emisario, de PVC de Ø500mm.

La zona del aliviadero en la que se encontrará la conducción se conformará con Hormigón en Masa (al que se le dará un acabado final en forma de arco circular de diámetro 775mm con el que se deberá alcanzar un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,009)

El labio inferior del vertedero estará al menos a 0,314m sobre el fondo de la conducción de HM, con lo que se asegurará que el agua vertida a través de él tendrá un coeficiente de dilución igual o mayor a 1:6. Se dispondrá una chapa deflectora a lo largo del mismo con el fin de evitar la salida de sólidos flotantes hacia la cámara de alivio.

La cámara de alivio tendrá una anchura de 0,6m, una longitud igual a la del aliviadero y una altura de 0,5m. De ella saldrá un colector-aliviadero de PVC de Ø500mm a través del cual se verterán los caudales que sobrepasen el labio del vertedero en dirección al río Duero.

El aliviadero se cerrará en superficie mediante una losa alveolar en la que se dispondrán dos tapas de fundición dúctil de 60cm de diámetro para poder acceder, por medio de dos filas de pates fijadas a las paredes interiores del aliviadero, hasta la zona de la conducción y hasta la zona de la cámara de alivio respectivamente. Sobre la losa se repondrá el firme existente, dejando enrasadas con el pavimento las tapas de fundición dúctil.

Bajo el aliviadero se extenderá una subbase de material granular de 15 cm de espesor y una capa de hormigón de limpieza HL-150 de 10 cm de espesor.

La solera y los muros se ejecutarán con Hormigón Armado HA30/B/20/IV+Qb para la clase de exposición ambiental Q_b (ataques químicos). El espesor de la primera será de 40cm, mientras que el de los muros será de 30cm. Los armados correspondientes tanto a soleras como a muros vienen detallados en los planos correspondientes.

El vaciado del aliviadero se hará por medios mecánicos, entibado con taludes 1:10, siendo el fondo de la excavación mayor a la superficie exterior en planta del aliviadero (0,5m a cada lado). El relleno del trasdós del aliviadero se realizará con Suelo Seleccionado Tipo 2. Para reponer el camino de tierra, se extenderá una capa de Zahorra Artificial ZA-20 hasta la cota marcada en los planos.

Colector-Aliviadero: De la cámara de alivio saldrá un colector aliviadero de **PVC de Ø500mm** con una pendiente del 6,2%. Éste partirá a la cota 693,48m y desembocará antes de llegar al río a la cota 693,20m, siendo su longitud total de 4,6m.

En el punto de desembocadura se ejecutará una boquilla con las dimensiones especificadas en los planos.

La excavación de este colector será en zanja con taludes 1:10 y ancho del fondo de excavación de 1,1m (0,6m + Ø). Se encontrará en la ladera del río, por lo que no será necesaria la demolición de firme alguno ni su posterior reposición. La tubería se apoyará sobre 15cm de cama de arena y se cubrirá con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior.

El resto de la zanja se rellenará con material de la propia excavación.

P.K.1+588→ P.K.1+892.

El último tramo del emisario principal discurrirá a lo largo del camino de tierra que bordea la margen derecha del río Duero desde el Aliviadero 3 hasta una estación de bombeo existente a la altura del Centro de la Tercera Edad de Tudela de Duero.

Por este colector circularán los caudales que pasen a través del Aliviadero 3.

Será una tubería por gravedad de **PVC de Ø500mm**, que partirá a la cota 693,66m desde el aliviadero y llegará a la cota 692,58m a la estación de bombeo, tras haber recorrido 303,1m a una profundidad media de 1,58m.

A lo largo de su recorrido sufrirá un cambio de alineación en alzado del que resultarán dos alineaciones rectas, ambas con pendiente descendente: la primera hasta el P.K.1+657 con una pendiente del 0,30% y la segunda hasta el P.K.1+892 con una pendiente del 0,36%.

En planta estará formado por siete alineaciones rectas: la primera hasta el P.K.1+657, la segunda hasta el P.K.1+686, la tercera hasta el P.K.1+728, la cuarta hasta el P.K.1+781, la quinta hasta el P.K.1+833, la sexta hasta el P.K.1+879 y finalmente la séptima hasta el P.K.1+892.

En cada uno de los cambios de alineación, tanto en planta como en alzado, se dispondrá un pozo de registro:

- P19: con una altura de 1,1m, ubicado en el P.K.1+657.
- P20: con una altura de 2,4m, ubicado en el P.K.1+686.

- P21: con una altura de 1,4m, ubicado en el P.K.1+728.
- P22: con una altura de 2,2m, ubicado en el P.K.1+781.
- P23: con una altura de 2,2m, ubicado en el P.K.1+833.
- P24: con una altura de 3,0m, ubicado en el P.K.1+879.

La excavación de la zanja se hará con taludes 1:10 y con un ancho del fondo de la excavación de 1,10m (0,6m + Ø), siendo necesaria su entibación.

La tubería se apoyará en cama de arena de 15cm y será recubierta con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo. El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2.

El camino de tierra quedará repuesto mediante una capa de 20cm de Zahorra Artificial ZA-20.

En el tramo comprendido entre los P.K.1+614 y P.K.1+674, será necesario extender una capa de Suelo Seleccionado Tipo 2 a mayores, previamente a la extensión de la capa de Zahorra Artificial, con el fin de que la tubería quede a una mayor profundidad y que no le afecten las sobrecargas superficiales que pudieran ser transmitidas desde el terreno.

6.2. COLECTOR MARGEN DERECHA.

En la margen derecha del río Duero, en el camino de tierra que bordea la mencionada margen, hay un colector de Ø250mm que será necesario sustituir (ya que si no se hiciera el colector procedente desde el casco urbano sufriría un estrangulamiento como consecuencia de que, tanto aguas arriba como aguas abajo, existiría un colector de mayores dimensiones).

Este colector será sustituido por una tubería de **PVC de Ø500mm**, que saldrá del pozo de registro P29 y llegará al pozo de registro P18, en el que confluirá con el emisario principal.

Este tramo tendrá una longitud total de 96,3m y se encontrará a una profundidad media de 1,60m respecto a la cota del camino.

En alzado estará formado por una única alineación recta de pendiente descendente del 3,2%.

Por otro lado, en planta estará formado por dos alineaciones rectas: la primera hasta una longitud de P.K.0+050 y la segunda hasta el P.K.0+096.

La excavación de la zanja se hará con taludes 1:10 y con un fondo de excavación de 1,10m (0,6m + Ø), siendo necesaria su entibación.

La tubería se apoyará en cama de arena de 15cm y será recubierta con el mismo material hasta 15cm sobre la generatriz superior del tubo. El resto de la zanja se rellenará con Suelo Seleccionado Tipo 2.

El camino de tierra quedará repuesto mediante una capa de 20cm de Zahorra Artificial ZA-20.

9.5. E.D.A.R DE BENAVENTE

EDAR DE BENAVENTE

DATOS DE PARTIDA

POBLACION		**DISEÑO**	**REAL**	
Población equivalente adoptada		32.500	30.868	Hab Equiv.
Dotación adoptada		200	250	l/hab*dia
CAUDALES				
CAUDAL DIARIO ADOPTADO PARA LA EDAR		**6.500**	**7.717**	**m^3/dia**
Caudal promedio		271	322	m^3/h
Caudal punta	2,00	542	643	m^3/h
Caudal máximo en pretratamiento	3,00	813	965	m^3/h
Caudal máximo bombeado	6,00	1.625	1.929	m^3/h
Caudal admitido en el colector	10,00	2.708	3.215	m^3/h

CARACTERISTICAS DEL AGUA BRUTA

DBO_6			
Carga diaria de entrada	1.950	1.852	kg/dia
Concentración de entrada	**300**	**240**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	163	193	kg/dia
Concentración máxima de salida	**25**	**25**	mg/l
Carga diaria eliminada	1.788	1.659	kg/dia
DQO			
Carga diaria de entrada	3.250	3.087	kg/dia
Concentración de entrada	**500**	**400**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	813	965	kg/dia
Concentración máxima de salida	125	125	mg/l
Carga diaria eliminada	2.438	2.122	kg/dia
SS			
Carga diaria de entrada	3.250	1.929	kg/dia
Concentración de entrada	**500**	**250**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	228	270	kg/dia
Concentración máxima de salida	**35**	**35**	mg/l
Carga diaria eliminada	3.023	1.659	kg/dia

N-NTK			
Carga diaria de entrada estimada	260	347	kg/dia
Concentración de entrada estimada	**40**	**45**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	98	116	kg/dia
Concentración máxima de salida estimada	**15**	**15**	mg/l
Carga diaria eliminada	163	232	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada estimada	98	116	kg/dia
Concentración de entrada estimada	**15**	**15**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	13	15	kg/dia
Concentración máxima de salida estimada	**2**	**2**	mg/l
Carga diaria eliminada	85	100	kg/dia
pH			
Salida entre	5,5 y 9	5,5 y 9	
TEMPERATURA			
Temperatura de cálculo	12,00	12,00	°C

RESULTADOS A OBTENER:

DBO5:	<	25,00	25,00	mg/l
DQO:	<	125,00	125,00	mg/l
SS totales:	<	35,00	35,00	mg/l
N-NTK:	<	15,00	15,00	mg/l
P-PO4:	<	2,00	2,00	mg/l
pH, entre:	5,5 y 9		5,5 y 9	
Estabilización de fangos:	>	40,00	40,00	%
Sequedad de fangos:	>	22,00	22,00	%

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETRATAMIENTO

POZO DE GRUESOS

PARAMETROS DE DISEÑO

Carga hidráulica a Qmedio	50,00	50,00	$m^3/m^2/h$
Carga hidráulica a Qmáximo	200,00	200,00	$m^3/m^2/h$
* Superficie mínima necesaria a Q medio	5,42	6,43	m^2
* Superficie mínima necesaria a Q maximo	8,13	9,65	m^2
Superficie adoptada	18,00	18,00	m^2
* Lado (A) en la pate recta	6,00	6,00	m
* Lado (B) en la parte recta	3,00	3,00	m
* Lado (A) en el fondo	4,00	4,00	m
* Lado (B) en el fondo	2,00	2,00	m
Tiempo de retención a caudal maximo	1,00	1,00	min.
Volumen mínimo necesario del pozo			
A Q maximo	27,08	32,15	m^3
* Altura parte recta:	1,50	1,50	m
* Altura parte troncopiramidal :	0,75	0,75	m
* Volumen recto:	27,00	27,00	m^3
* Volumen troncopiramidal :	9,75	9,75	m^3
Volumen total adoptado	36,75	36,75	m^3
Tiempo de renteción a Qmedio adoptado	8,14	6,86	min
Tiempo de renteción a Qpunta adoptado	4,07	3,43	min
Tiempo de renteción a Qmáximo adoptado	1,36	1,14	min

CUCHARA BIVALVA

Capacidad de la cuchara bivalva	100,00	100	Litros
Tipo de accionamiento	Electrohidráulico – polipasto		
Destino de los residuos	Contenedor y vertedero		
Producción de residuos			
Se estima una producción ,de :	10	10	lt/hab/año
Población equivalente :	32.500	30.868	hab
Residuos obtenidos	890,41	845,70	l/dia
Nº de contenedores	1	1	Ud
Capacidad del contenedor	5.000	5.000	Litros
Autonomía de almacenamiento	5,62	5,91	dias
El fondo del pozo se protegerá con perfiles metálicos.			

REJA DE PROTECCION DE BOMBAS

Tipo	barrotes		
Limpieza	Mediante peine adosado a la cuchara		
Luz entre barrotes	50	50	mm

ALIVIADERO	m^3/h	m3/h	m^3/s
Q máximo de llegada	2.708,33	3.215,42	0,75
Caudal máximo de bombeo	812,50	964,63	0,23
Caudal a aliviar	1.895,83	2.250,79	0,53
Longitud del aliviadero	2,00	2,00 m	
$h = Q^2/(0,41^2*L^2*2*9,81)^{1/3}$			
Altura de lámina de agua en el vertedero			
* aliviando el exceso de caudal	0,28	0,28 m	
* aliviando la totalidad del caudal	0,35	0,35 m	

POZO DE BOMBEO

Dimensiones del pozo diseñado			
Largo	6,00	6,00	m
Ancho	3,00	3,00	m
Altura util	1,50	1,50	m
Capacidad util	27,00	27,00	m^3

EQUIPO DE BOMBEO

BOMBAS DE AGUA A TRATAMIENTO			
Nº bombas a instalar	3,00	3,00	uds
Nº de bombas en servicio	2,00	2,00	uds
Caudal unitario necesario	406,25	321,54	m^3/h
Caudal unitario adoptado	**406,00**	**406,00**	**m^3/h**
CAUDALES IMPULSADOS			
Con 1 bomba funcionando	406,00	406,00	m^3/h
Con 2 bombas funcionando	812,00	812,00	m^3/h
Con 3 bombas funcionando	1.218,00	1.218,00	m^3/h

COLECTOR DE IMPULSION

Nº de tuberías		3,00	3,00	ud
Diametro		0,30	0,30	m
Longitud		10,00	10,00	m
VELOCIDAD				
Con 1 bomba funcionando		1,60	1,60	m/seg
Pérdida por rozamiento	P = J x l			
Pérdida de carga en la tuberia según Manning		$J = \frac{n^2 \times v^2}{R^{4/3}}$		
	Q =	0,11	0,11	m^3/s
	n =	0,01	0,01	
R = D / 4	R =	0,08	0,08	m
	D =	0,30	0,30	m
	V =	1,60	1,60	m/seg
	J =	0,007	0,007	m/m
	P =	0,07	0,07	m

BOMBAS DE AGUA A TANQUE DE TORMENTAS

Nº bombas a instalar	3,00	3,00	uds
Nº de bombas en servicio	2,00	2,00	uds
Caudal total a bombear	1.625,00	1.929,25	m^3/h
Caudal unitario necesario	812,50	964,63	m^3/h
Caudal unitario adoptado	**812,00**	**812,00**	**m^3/h**
CAUDALES IMPULSADOS			
Con 1 bomba funcionando	812,00	812,00	m^3/h
Con 2 bombas funcionando	1.624,00	1.624,00	m^3/h
	451,11		

COLECTOR DE IMPULSION

Nº de tuberías		3,00	3,00	ud
Diametro		0,40	0,40	m
Longitud		10,00	10,00	m
VELOCIDAD				
Con 1 bomba funcionando		1,79	1,79	m/seg
Pérdida por rozamiento	P = J x l			m
Pérdida de carga en la tuberia según Manning		$J = \frac{n^2 \times v^2}{R^{4/3}}$		m
	Q =	0,23	0,23	m^3/s
	n =	0,01	0,01	
R = D / 4	R =	0,10	0,10	m
	D =	0,40	0,40	m
	V =	1,79	1,79	m/seg
	J =	0,01	0,01	m/m
	P =	0,06	0,06	m

TANQUE DE TORMENTAS

Caudal diario	6.500,00	7.717,00	m^3/d
Caudal promedio	270,83	321,54	m^3/h
Caudal punta	541,67	643,08	m^3/h
Caudal máximo en pretratamiento	812,50	964,63	m^3/h
Caudal máximo bombeado	1.625,00	1.929,25	m^3/h
Caudal a aliviar	1.625,00	1.929,25	m^3/h
Tiempo de retención	20,00	20,00	min
Capacidad necesaria del tanque	541,67	643,08	m^3
Dimensiones del tanque adoptadas			
Longitud	17,00	17,00	m
Ancho	8,50	8,50	m
Altura util	4,00	4,00	m
Capacidad real util	578,00	578,00	m^3
Tiempo de retención real	21,34	17,98	min

AGITACIÓN

Nº de agitadores instalados	2,00	2,00	Uds
Potencia unitaria	7,50	7,50	Kw
Potencia total	15,00	15,00	Kw

TAMIZADO DE AGUA ALIVIADA

Nº de tamices instalados	1,00	1,00	Uds
Tipo	Ejecución horizontal		
Caudal nominal	2.000,00	2.000,00	m3/h
Luz de paso	6,00	6,00	mm

PRETRATAMIENTO

DESBASTE DE FINOS / TAMIZADO

Nº de tamices	2	2	Ud
Ancho de canal	400	400	mm
Luz de paso	3	3	mm
Caudal nominal de funcionamiento	406	482	m^3/h

PRODUCCION DE RESIDUOS

De acuerdo con la experiencia, la producción de residuos puede estimarse, en función de la luz de paso a través de elementos filtrantes, según la siguiente tabla:

Luz de paso	mm	Producción		
	1,00	45,00	45,00	lt/hab/año
	1,50	43,00	43,00	lt/hab/año
	3,00	35,00	35,00	lt/hab/año
	6,00	24,29	24,29	lt/hab/año
	10,00	10,00	10,00	lt/hab/año
	20,00	5,00	5,00	lt/hab/año
	50,00	1,00	1,00	lt/hab/año
Se estima una producción total de:		35,00	35,00	lt/hab/año
Población equivalente		32.500,00	30.868,00	habitantes
Producción de residuos		3,12	2,96	m^3/d
Volumen de los residuos compactados		0,93	0,89	m^3/dia
Autonomía de almacenamiento		1,07	1,13	días
Nº de contenedores:		1	1	Ud
Capacidad unitaria:		1	1	m^3

DESARENADOR-DESENGRASADOR

Caudal medio:	270,83	321,54	m^3/h
Caudal punta:	541,67	643,08	m^3/h
Caudal máximo:	812,50	964,63	m^3/h
Nº unidades instaladas	2	2	Uds
Caudal medio unitario:	0,04	0,04	m^3/s
Caudal punta unitario:	0,08	0,09	m^3/s
Caudal máximo unitario:	0,11	0,13	m^3/s

PARAMETROS DE RESULTADOS

	PARTIDA	OBTENIDOS	OBTENIDOS	
Tiempo permanencia (t): >/=				
a Caudal medio:	15	24	20	min.
a Caudal punta:	10	12	10	min.
a Caudal máximo:	5	8	7	min.
Carga hidraulica zona desarenado (Ch): </=				
a Caudal medio:	10	7	8	$m^3/m^2/h$
a Caudal punta:	15	14	16	$m^3/m^2/h$
a Caudal máximo:	25	20	24	$m^3/m^2/h$

Estos valores de la carga hidráulica y tiempo de permanencia se han tomado de acuerdo con la experiencia, y garantizan la eliminación de las particulas de diámetro >/= 0,2 mm.

Velocidad transversal a Qpunta <	0,15	0,15	m/seg
Aireación >	8,00	8,00	$m^3/m^2/h$
Dimensiones unitarias necesarias			
Superficie de desarenado A=Q/Ch:			
A Q medio	13,54	23,74	m^2
A Q punta	18,06	23,74	m^2
A Q maximo	16,25	23,74	m^2
DIMENSIONES UNITARIAS ADOPTADAS			
Longitud	**10,00**	**10,00**	**m**
Anchura desarenador (a1):	**2,00**	**2,00**	**m**
Anchura desengrasador (a2):	**1,00**	**1,00**	**m**
Anchura total (a):	**3,000**	**3,00**	**m**
Superficie unitaria adoptada	20,00	20,00	m^2
Superficie total adoptada desarenador	40,00	40,00	m^2
Altura total	1,80	1,80	m
Volumen unitario	54	54	m^3

Sección transv. S=W/I:		2,70	2,70	m^2
Velocidad transversal a Qmáximo		0,04	0,05	m/s
AIREADORES SUMERGIDOS				
En funcionamiento:		2	2	ud
De reserva		0	0	ud
Instaladas		2	2	ud
Potencia unitaria necesaria		6	6	m^3/h
Potencia unitaria adoptada		**4,50**	**4,50**	**Kw**
EXTRACCION DE ARENAS				
Caudal medio:		135,42	160,77	m^3/h
Caudal punta:		270,83	321,54	m^3/h
Caudal máximo:		406,25	482,31	m^3/h
Capacidad máxima de extracción:		50,00	50,00	l/m^3
Mezcla agua + arena:				
- A caudal medio:		6,77	8,04	m^3/h
- A caudal punta:		13,54	16,08	m^3/h
- A caudal máximo:		20,31	24,12	m^3/h
Sistema de extracción de arenas	Bomba			
Unidades		2	2	ud
Caudal unitario		**15**	**15**	**m3/h**
Destino final de la arena:	Contenedor/vertedero			
Producción teórica de arenas:		360	360	gr/m^3
Carga diaria de arenas a retirar:		2.340	2.778	kg/dia
Densidad de la arena:		2	2	Ton/m^3
Volumen de arena a retirar:		1.170	1.389	l/dia
GRASAS				
Las grasas se extraen mediante bombeo al concentrador de grasas				
Producción estimada de grasas:		20	20	gr/hab/día
Producción diaria de grasas:		650,00	617,36	kg/dia
Densidad estimada de las grasas		0,8	0,8	Ton/m^3
Volumen de grasas estimado:		812,50	771,70	l/dia

TRATAMIENTO BIOLOGICO

DATOS DE PARTIDA

	DISEÑO	REAL	
POBLACION	32.500	30.868	Habitantes
CAUDALES			
Caudal diario	6.500,00	7.717,00	m^3/dia
Caudal promedio	270,83	321,54	m^3/h
Caudal punta	541,67	643,08	m^3/h
CARACTERISTICAS DEL VERTIDO			
DBO5			
Carga diaria de entrada	1.950,00	1.852,08	kg/dia
Concentración de entrada	300,00	240,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	162,50	192,93	kg/dia
Concentración máxima de salida	25,00	25,00	mg/l
Carga diaria eliminada	1.787,50	1.659,16	kg/dia
Rendimiento mínimo exigido	0,92	0,90	
Rendimiento mínimo porcentual exigido	92%	90%	
SS			
Carga diaria de entrada	3.250,00	1.929,25	kg/dia
Concentración de entrada	500,00	250,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	227,50	270,10	kg/dia
Concentración máxima de salida	35,00	35,00	mg/l
Carga diaria eliminada	3.022,50	1.659,16	kg/dia
DQO			
Carga diaria de entrada	3.250,00	3.086,80	kg/dia
Concentración de entrada	500,00	400,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida S/P.B.	812,50	964,63	kg/dia
Concentración máxima de salida S/P.B.	125,00	125,00	mg/l
Carga diaria eliminada	2.437,50	2.122,18	kg/dia

NTK			
Carga diaria de entrada	260,00	347,27	kg/dia
Concentración de entrada estimada	40,00	45,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	97,50	115,76	kg/dia
Concentración máxima de salida	15,00	15,00	mg/l
Carga diaria eliminada	162,50	231,51	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada	97,50	115,76	kg/dia
Concentración de entrada estimada	15,00	15,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	13,00	15,43	kg/dia
Concentración máxima de salida	2,00	2,00	mg/l
Carga diaria eliminada	84,50	100,32	kg/dia
pH	entre	entre	6 Y 9
Temperatura de cálculo	12,00	12,00	ºC

TRATAMIENTO BIOLOGICO

El sistema de tratamiento biológico previsto es por Fangos Activados, mediante **Aireación prolongada** incluyendo **Nitrificación - Desnitrificación Y eliminación de fósforo**

Tipo de reactor	Canal	Canal	
Sistema de aireación	Soplante y difusores		
Sistema de recirculación interna	Recirculadores de corriente		
Nº de reactores	2,00	2,00	Uds

CRITERIOS DE DISEÑO

Tª de diseño	12,00	12,00	ºC
Carga másica <	0,10	0,10	kgDBO_5/kgMLSS/d
Concentración de sólidos MLSS ≤	4.000,00	4.000,00	mg/l
Tiempo de retención hidraúlico a Qmedio ≥	24,00	24,00	h

ZONA ANOXICA Y EDAD DEL FANGO

Los fangos biológicos en exceso se consideran estabilizados cuando aireados durante 5 dias a una temperatura de 20 ºC pierden menos del 10% de su peso.
La siguiente tabla, basada en la experiencia indica la edad mínima del fango necesaria para obtener dicha estabilidad, en función de la temperatura del licor mezcla (MLSS) en el reactor

TEMPERATURA (ºC)	EDAD DEL FANGO (dias)
5,00	>35
10,00	20,00
12,00	**17,00**
13,00	15,50
14,00	14,80
15,00	14,00
16,00	13,00
18,00	12,00
20,00	10,00
22,00	8,00

La posibilidad de que se produzca nitrificación depende de la temperatura T (ºC) y de la edad de fangos Ef (días), siendo la ecuación que relaciona estos parámetros para que dicha nitrifición, que debe considerarse completa, dada la pequeña variación de temperatura que es necesaria para pasar de una nitrificación parcial a una total, ocurra según Van Haandel, Dötd y Marais, de la Universidad de Cape Town (Sudáfrica), la siguiente relación.

$$(1 - fx) = S \times (bnT + 1/Ef) / unmT$$

siendo

fx = Fracción de los MLSS existentes en la zona anóxica	0,25	0,25	
S = Fator de seguridad. Oscila entre 1 y 1,5	1,25	1,25	
T = Temperatura (ºC) a partir de la cual deben cumplirse los rendimientos exigidos en el Pliego de Bases.	12,00	12,00	
bnT = Factor para organismos eterótrofos			
$bnT = 0,04 \times 1,029^{T-20}$ (1/dias)	0,03	0,03	
Ef = Edad del fango mínima (dias)			
unmT = Factor de crecimiento de bacterias nitrificantes			
$unmT = u20 \times 1,123^{T-20}$	0,18	0,18	
u20 = sus valores oscilan entre 0,4 en condiciones desfaborables y 0,5 en condiciones normales	0,45	0,45	
Edad del fango mínima	9,33	9,33	dias
Edad del fango adoptada para cálculo	17,00	17,00	dias

La edad del fango, Ef, se define tambien por la fórmula :

$Ef = 1/ (1,2 . Cm^{1,23} + 0,5(B-0,6) . Cm) R/100$

En donde :

Cm = Carga másica = Kg DBO5/Kg MLSS/dia

B = SS/DBO5 en entrada al reactor biológico

En nuestro caso B =	1,67	1,04	
Resolviendo la fórmula obtenemos Cm =	0,056	0,075	kg/d/kg

COMPROBACION DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE

La concentración de la DBO5 del efluente se debe en parte a una componente soluble y en parte a los sólidos suspendidos de dicho efluente.

D-So = DBO5-En/(1+(Km.DBO5-En))/(M.Cm.1,000)	0,82	1,10	mg/l
En donde			
Tª	10,00	10,00	20,00
Km	180,00	180,00	360,00
DBO5-En (DBO5 de entrada en el reactor) =	300,00	240,00	mg/l
Km (Constante) =	270,00	270,00	$dias^{-1}$
M (Concentración de MLSS)	4,00	4,00	kg/m^3
Cm (Carga másica)	0,056	0,075	kg/d/kg
DBO5 de los sólidos del efluente decantado =SS efluente x f(Cm)			
	6,61	7,64	mg/l
SS en el efluente decantado	35,00	35,00	mg/l
f(CM) : Factor de carga $=0,8*Cm^{1/2}$	0,19	0,22	
Concentración total teórica de DBO5 en el efluente =	**7,43**	**8,74**	**mg/l**
Rendimiento teórico obtenido =	**98%**	**96%**	

VOLUMEN DEL REACTOR

Volumen del reactor MINIMO NECESARIO V = DBO5/(M x Cm) =	8.744,71	6.214,02	m^3
M =	4,00	4,00	kg/m^3
Cm =	0,056	0,075	kg/d/kg
Proporción de la zona anóxica adoptada	0,25	0,25	
Volumen de la zona anóxica	2.186,18	1.553,51	m^3
Nº de reactores	2,00	2,00	Uds
Volumen unitario	4.372,35	3.107,01	m^3
Volumen unitario de la zona anóxica =	1.093,09	776,75	m^3
Altura de agua adoptada	4,50	4,50	m
Altura de resguardo adoptada	0,50	0,50	m
Altura total adoptada	5,00	5,00	m

CARACTERISTICAS DEL REACTOR ADOPTADO

Nº de reactores	**2,00**	**2,00**	**ud**
Tipo	Canal	Canal	
Longitud recta	**52,80**	**52,80**	**m**
Longitud total	**67,80**	**67,80**	**m**
Ancho de canal	**7,50**	**7,50**	**m**
Altura de lámina de agua	**4,50**	**4,50**	**m**
Altura de resguardo	**0,50**	**0,50**	**m**
Altura total	**5,00**	**5,00**	**m**
Volumen unitario	**4.358,81**	**4.358,81**	**m^3**
Volumen total	**8.717,63**	**8.717,63**	**m^3**
Tiempo de retención a Qmedio (SIN RECIRCULACION)	**32,19**	**27,11**	**h**
Tiempo de retención a Qpunta (SIN RECIRCULACION)	**16,09**	**13,56**	**h**

Se comprueba que el reactor biológico existente tiene una capacidad suficiente para conseguir la depuración de la contaminiación carbonosa y para la eliminación del nitrógeno.

CARGA MASICA (kg DBO5/Kg MLSS)	***0,056***	***0,053***	***kg/d/kg***
CONCENTRACION DEL LICOR MEZCLA	***4,00***	***4,00***	***kg/m^3***

FANGOS EN EXCESO

Según HUISKEN Peso diario de fangos en exceso Fe = 1,2 x $Cm^{0,23}$ x DBO5 eliminada

DBO5eliminada =	1.787,50	1.659,16	kg/dia
$Cm^{0,23}$ =	0,52	0,51	
1,2 x $Cm^{0,23}$ =	0,62	0,61	
Peso teórico diario de fangos en exceso =	1.105,02	1.013,60	Kg/dia
Conversión de DBO5 en fangos en exceso =	0,62	0,61	
Por seguridad adoptamos	0,80	0,80	
Peso de fangos en exceso adoptado	1.430,00	1.327,32	kg/dia
Concentración media prevista de los fangos extraidos	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos a eliminar	178,75	165,92	m^3/d
Edad del fango real	24,38	26,27	dias

NITRIFICACION - DESNITRIFICACION

La máxima concentración de nitrógeno cono nitrato que podría desnitrificarse en la zona anóxica prevista, viene dada por la expresión

Dc= Sbi * (fbs * (1-P*Y)/2,86 + Y *E*K2*Fx/(1+bHT*E))

	Siendo:		
Sbi =Concentr. DQO biodegradable en afluente	450,00	360,00	mg/l
fbs =Relación DQO rap-biod y DQO biodegrad. 0,33 para agua decantada 0,24 no decant.	0,24	0,24	
P =Relación DQO/VSS de la masa de fangos	1,50	1,50	mg DQO/mg VS
Y =Coef. crecimiento bacterias heterótrofas	0,45	0,45	mg VSS/mg DQO
E =Edad del fango biológico	17,00	17,00	días
K2 =Coeficiente de desnitrificación = $0,1*1,08^{1-20}$	0,05	0,05	$N\text{-}NO_3H/mgVA$
Fx =Fracción de los MLSS en zona anóxica	0,25	0,25	
bhT =Coef. decrecimiento bacterias heterótrofas $0,24*1,029^{T-20}$	0,19	0,19	l/día
T =Temp. (ºC) del proceso de nitrificación	12,00	12,00	ºC
Dc (1)	**23,22**	**18,58**	**mg/l**
	150,95	143,37	kg/dia

La concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica viene dada por la expresión
Na = (Knt * (bnT + 1/E))/(unmT*(1-fx)-(bnt+1/E))

Siendo			
Knt =Coeficiente de saturación para la nitrifiación $1,123^{T-20}$	0,40	0,40	mg $N\text{-}NH_3$/l
bnT =Coeficiente decrecimiento de las bacterias nitrificantes para respiración endógena $0,04*1,029^{T-20}$	0,03	0,03	l/día
Ef =Edad del fango	24,38	26,27	días
unmT =factor crecimiento bacterias nitrificantes $u20 * 1,123^{T-20}$	0,18	0,18	l/dia
Tomando u20 =	0,45	0,45	l/dia
fx =fracción de los MLSS en zona anóxica	0,25	0,25	
T ºC del proceso de nitrificación	12,00	12,00	
Na (mg $N\text{-}NH_3$/l)	0,48	0,43	mg/l
	3,09	3,36	kg/dia

Por otra parte, el Nitrógeno en el agua residual puede fraccionarse de la siguiente manera :

Concentración total de NTK de entrada	40,00	45,00	mg/l
(a) N orgánico insoluble (decantable) = 10%	4,00	4,50	mg/l
(b) N orgánico soluble no biodegradable = 2%	0,80	0,90	mg/l
(c) N orgánico soluble biodegradable = 2%	0,80	0,90	mg/l

N3 = Cantidad asimilada por los fangos biológicos y eliminada con los fangos en exceso. Depende de la edad del fango y oscila entre 8,6 y 2,9 g/100 gDBO5 eliminada. Adoptamos :

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

N eliminado (g N3/ 100 g DBO5)	4,30	4,30	$gN_3/100\ g\ DBO_5$
En nuestro caso N3 eliminado	76,86	71,34	kg/dia
(d)	11,83	9,25	mg/l
Nitrógeno eliminado por Kg de sólidos en el efluente	0,05	0,05	kg/ Nelim/kg Fe
Concentración de los sólidos en el efluente	35,00	35,00	mg/l
(e)	1,75	1,75	mg/l
Nitrógeno eliminado con los sólidos en el efluente	11,38	13,50	kg/dia
N-NTK en el efluente = Na + b +c +e =	3,83	3,98	mg/l
=	24,86	30,75	kg/dia
N-NTK que puede oxidarse			
N-NTKox = NTK - a -b - c -d - Na	22,10	29,02	mg/l
	143,65	223,95	kg/dia
N-NTKox que es necesario desnitrificar para obtener en el efluente			
N Total <	15,00	15,00	mg/l
N-NO3+N-NO2 influente	0,00	0,00	mg/l
N-NTKox desnitrificado = N-NTKox-(N Total efluente-NTK efluente)			
+ N-NO3+N-NO2	10,93	18,01	mg/l
	71,01	138,94	kg/dia

Dado que las necesidades de desnitrificación son menores que las disponibilides se considera que la zona anóxica y la edad del fango adoptadas son correctas y adecuadas para la obtención de un efluente que cumple La desnitrificación obtenida será completa

RECIRCULACION INTERNA			
La necesidad de recirculación para desnitrificación es			
R Total = (N-NTKox / N-NTK efl) - 1	47,33	93,47	%
La recirculación se produce por los recirculadores de corriente			
RECIRCULADORES DE CORRIENTE			
Ancho de canal	7,50	7,50	m
Altura de agua	4,50	4,50	m
Volumen del tanque	4.358,81	4.358,81	m^3
Concentración	4,00	4,00	kg/m^3
Sección del canal	33,75	33,75	m^2
Velocidad de flujo	0,30	0,30	m/seg
Potencia necesaria por tanque	10,90	10,90	CV
Nº de recirculadores por tanque	2,00	2,00	uds
Nº de recirculadores instalados	4,00	4,00	uds
Potencia unitaria necesaria	4,01	4,01	kW
Potencia unitaria adoptada	4,50	4,50	kW
Potencia instalada por tanque	9,00	9,00	kW
Potencia total instalada	18,00	18,00	kW
Potencia de mezcla obtenida	2,06	2,06	W/m^3
RECIRCULACION EXTERNA DE FANGOS			
Caudal medio horario	270,83	321,54	m^3/h
Caudal horario punta	541,67	643,08	m^3/h
Recirculación de fangos			
Qr = Qm*C/(Cr-C)	270,83	321,54	m^3/h
% R =Qr / Qm *100	100%	100%	
% ADOPTADO	150%	150%	
Concentración del licor mezcla	4,00	4,00	kg/m^3
Concentración del fango recirculado	8,00	8,00	kg/m^3
Caudales de recirculación teóricos	406,25	482,31	m^3/h
Nº de bombas de recirculación en servicio	2,00	2,00	uds
Nº de bombas de recirculación de reserva	1,00	1,00	uds
Nº de bombas de recirculación instaladas	3,00	3,00	uds
Caudales unitarios necesarios	203,13	241,16	m^3/h
Caudales unitarios adoptados	**210,00**	**210,00**	**m^3/h**
Caudal máximo en servico	420,00	420,00	m^3/h
Caudal máximo en reserva	210,00	210,00	m^3/h
Caudal total disponible	630,00	630,00	m^3/h
% de recirculación en servicio sobre Qmedio	155%	131%	
% de recirculación en reserva sobre Qmedio	78%	65%	
Tipo de bomba			Centrífuga sumergida
Caudal unitario	210,00	210,00	m^3/h
Altura manométrica	2,00	2,00	mca

CALCULO DE LA AIREACION

Independientemente de la nitrificación, el peso de Oxigeno necesario para la reducción de la DBO5 es la suma de dos componentes:

O2 para la síntesis de las células bacterianas (O')

O2 para la respiración celular (endogénesis) (O")

Oxigeno de síntesis

O2 síntesis = a * P-DBO5 * R/100 siendo :

a = Coeficiente de necesidad de oxígeno para la síntesis de la materia orgánica disuelta, Kg de O2 por Kg de DBO que depende de la edad del fango y de la carga másica.

P-DBO5 = Peso de DBO5 que entra en el reactor

R = Rendimiento en eliminación de DBO previsto

Cm	a
≤ 0,05	0,66
0,10	0,65
0,15	0,63
0,20	0,59
0,25	0,57
0,30	0,56
0,40	0,53
≥ 0,5	0,50

P-DBO5 =	1.950,00	1.852,08	kg/dia
R/100 =	0,98	0,96	
O2 síntesis = a * P-DBO5 * R/100	1.255,11	1.177,85	kg/dia
porcentaje	0,64	0,64	

Oxigeno para la respiración endógena

O2 para la respiración de la masa celular =Kre*V*M Siendo

Kre = Coeficiente de respiración endógena; Kg de O2 por Kg de MLSS y dependiente de Cm

V = Volumen del reactor

M = Concentración de la masa celular en el reactor

Cm	Kre
0,05	0,041
0,10	0,067
0,15	0,080
0,20	0,092
0,25	0,100
0,30	0,109
0,40	0,118
0,50	0,123
0,60	0,128
0,70	0,131
0,80	0,133
1,00	0,136

V =	8.717,63	8.717,63	m^3
M=	4,00	4,00	kg/m^3
O2 para la respiración de la masa celular =	1.569,17	1.569,17	kg/dia
Necesidad MEDIA total de O2	2.824,28	2.747,02	kg/dia
O2/Kg DBO5 eliminada	1,58	1,66	
O2/Kg DBO5 entrada	1,45	1,48	

OXIGENO PARA NITRIFICACION-DESNITRIFICACION

El Oxígeno necesario para la nitrificación y la desnitrificación es la diferencia entre dos componentes.
Componente 1º. Oxígeno necesario para la oxidación total del amoniaco y del nitrógeno orgánico. ON1
Componente 2º. Oxígeno recuperado por la desnitrificación de nitritos y nitratos a nitrógeno elemental. (gas). ON2

Nitrificación
ON1 = b * NTKox

b =	4,57	4,57	kg O_2 / kg N-NTKox
NTKox =	143,65	223,95	kg/dia
ON1 =	656,48	1.023,45	kg O_2/dia

Desnitrificación
ON2 = d * N-NO3 red.

d =	2,80	2,80	kg O_2 / kg N-NO_3 red
N-NO3red =	71,01	138,94	kg/dia
ON2 =	198,84	389,04	kg O_2/dia

BALANCE DE LAS NECESIDADES MEDIAS TEORICAS DIARIAS DE OXIGENO

Síntesis	1.255,11	1.177,85	kg O_2/dia
Respiración endógena	1.569,17	1.569,17	kg O_2/dia
Nitrificación	656,48	1.023,45	kg O_2/dia
Desnitrificación	-198,84	-389,04	kg O_2/dia
TOTAL	3.281,92	3.381,42	kg O_2/dia
	1,68	1,83	

BALANCE DE LAS NECESIDADES MEDIAS TEORICAS HORARIAS DE OXIGENO

Síntesis	52,30	49,08	kg O_2/h
Respiración endógena	65,38	65,38	kg O_2/h
Nitrificación	27,35	42,64	kg O_2/h
Desnitrificación	-8,28	-16,21	kg O_2/h
TOTAL	136,75	140,89	kg O_2/h

Cálculo de necesidades de O2 por puntas

Punta de Caudal =	2,00	2,00	0,90
Punta de DBO5 teórica =	1,50	1,50	0,83
Punta de DBO5 efectiva =0,45 Pq + 0,55 Pc=	1,73	1,73	1,73

BALANCE DE LAS NECESIDADES PUNTAS TEORICAS DIARIAS DE OXIGENO

Síntesis	2.165,06	2.031,79	kg O_2/dia
Respiración endógena	1.569,17	1.569,17	kg O_2/dia
Nitrificación	1.132,42	1.765,44	kg O_2/dia
Desnitrificación	-342,99	-671,10	kg O_2/dia
TOTAL	4.523,66	4.695,30	kg O_2/dia
	2,32	2,54	

BALANCE DE LAS NECESIDADES PUNTAS TEORICAS HORARIAS DE OXIGENO

Síntesis	90,21	84,66	kg O_2/h
Respiración endógena	65,38	65,38	kg O_2/h
Nitrificación	47,18	73,56	kg O_2/h
Desnitrificación	-14,29	-27,96	kg O_2/h
TOTAL	188,49	195,64	kg O_2/h

CAPACIDAD DE OXIGENACION

El aporte específico de los sistemas de aireación se establece en condiciones standard de laboratorio, por lo que es necesario calcular la capacidad real de oxigenación requerida, **OC**

$$OC = OR*Cs10(Cs-Cl)^{-1} * (D10/DT)^{1/2} * (Po/Ph)* a^{-1}$$

siendo :

Cs10 =Concentración de la saturación de oxígeno de agua pura a 10 °C =	11,33	11,33	mg/l
Cs = Concentración de la saturación de oxígeno en el reactor a la temperatura del licor mezcla; en nuestro caso T=	12,00	12,00	°C
Cs = b * Cst			
b =	0,95	0,95	
Cst =	8,95	8,95	
Cs =	8,50	8,50	
Cl = Concentración de O2 a mantener en el licor mezcla =	2,00	2,00	mg/l
$(Cs-Cl)^{-1}$ =	0,15	0,15	
D10 y DT = Coeficientes de difusión de O2 a 10°C y T de cálculo.			
$(D10/DT)^{1/2}$ =	0,80	0,80	
Po = Presión atmosférica al nivel del mar =	760,00	760,00	mm Hg
Ph = Presión atmosférica a la altura de la EDAR. 1 mm Hg menos por cada 11 m. de altura sobre el nivel del mar			
Altura de la EDAR	600,00	600,00	m
Ph =	705,45	705,45	mm Hg
Po/Ph =	1,08	1,08	
a = Coeficiente de intercambio entre MLSS y agua pura =			
para difusores; a =	0,75	0,75	
1/a =	1,33	1,33	
OC = OR *	2,00	2,00	
OR / OC =	0,50	0,50	
Aplicando este cociente a las necesidades de O2			3,37
Necesidad media teórica diaria	6.571,29	6.770,52	kg O_2/dia
Necesidad media teórica horaria	273,80	282,11	kg O_2/h
			4,64
Necesidad punta teórica diaria	9.057,59	9.401,26	kg O_2/dia
Necesidad punta teórica horaria	377,40	391,72	kg O_2/h

SISTEMA DE AIREACION

CALCULO DE LOS DIFUSORES

Difusores de burbuja fina de membrana

El aire atmosférico contiene un 20,9% de Oxígeno en volumen (23,9% en peso. Su densidad es de 1,248 Kg/M3 a 10ºC y a presión atmosférica.

Peso de O2 / M3 de aire =	0,30	0,30	kg O_2/m^3 aire

El rendimiento de los difusores de membrana de burbuja elegidos depende de la profundidad de sumergencia y del caudal de aire suministrado por difusor.

	Q unitario	Q unitario	Rto en %/m. De profur
Nm^3/h	2,00	2,00	5,90
Nm^3/h	3,00	3,00	5,50
Nm^3/h	4,00	4,00	5,10
Nm^3/h	5,00	5,00	4,70
Caudal unitario adoptado =	4,00	4,00	Nm^3/h
Altura de agua del reactor =	4,50	4,50	m
Altura de agua sobre el difusor =	4,25	4,25	m
Rendimiento estimado =	21,68	21,68	%
Rendimiento adoptado =	***21%***	***21%***	

NECESIDADES DE AIRE

Media horaria =	4.346,09	4.477,86	Nm^3/h
Punta horaria =	5.990,47	6.217,77	Nm^3/h

SOPLANTES

Nº de soplantes en servicio =	**2,00**	**2,00**	**Uds**
Nº de soplantes de reserva =	**1,00**	**1,00**	**Uds**
Nº de soplantes instaladas =	**3,00**	**3,00**	**Uds**
Caudal unitario necesario =	2.995,23	3.108,86	Nm^3/h
Caudal unitario adoptado =	**3.000,00**	**3.000,00**	**Nm^3/h**
Caudal total en servicio =	6.000,00	6.000,00	Nm^3/h
Caudal en reserva =	3.000,00	3.000,00	Nm^3/h
Caudal total disponible =	9.000,00	9.000,00	Nm^3/h

DIFUSORES

Caudal unitario estimado =	4,00	4,00	Nm^3/h
Nº de difusores necesarios =	1.500,00	1.500,00	Uds
Nº de difusores instalados =	**1.440,00**	**1.440,00**	**Uds**
Nº de difusores por reactor =	720,00	720,00	Uds
Caudal real unitario a Qpunta	4,17	4,17	Nm^3/h
Caudal real unitario a Qmedio	3,02	3,11	Nm^3/h

ELIMINACION BIOLOGICA DEL FOSFORO

Dada la necesidad de eliminación de Fósforo, se prevé una cámara anaerobia previa al tratamiento biológico (selector), anterior a la cámara anóxica, para permitir el desarrollo de la cepa bacteriana acinetobacter y posibilitar la eliminación biológica del Fósforo. Los fangos biológicos se recircularán directamente a esta cámara. El agua pretratada entrará al selector en el que se mezclará con los fangos recirculados.

Todos los investigadores independientes recalcan el carácter relativamente aleatorio del proceso, por lo que la eliminación biológica del Fósforo debe considerarse como un medio de economizar reactivos de precipitación química, existiendo la posibilidad de recurrir, más o menos ocasionalmente, a una precipitación química complementaria. Se prevén por tanto los equipos de dosificación y almacenamiento de Cloruro Férrico como sistema complementario y alternativo de emergencia.

DATOS DE PARTIDA

CAUDALES	**DISEÑO**	**REALES**
Caudal diario	6.500,00	7.717,00 m^3/d
Caudal promedio	270,83	321,54 m^3/h
Caudal punta	541,67	643,08 m^3/h
DBO5		
Carga diaria de entrada	1.950,00	1.852,08 kg/dia
Concentración de entrada	**300,00**	**240,00** mg/l
Carga diaria máxima de salida	162,50	192,93 kg/dia
Concentración máxima de salida	**25,00**	**25,00** mg/l
Carga diaria eliminada	1.787,50	1.659,16 kg/dia
P		
Carga diaria de entrada	97,50	115,76 kg/dia
Concentración de entrada estimada	**15,00**	**15,00** mg/l
Carga diaria máxima de salida	13,00	15,43 kg/dia
Concentración máxima de salida	**2,00**	**2,00** mg/l
Carga diaria eliminada	**84,50**	**100,32** kg/dia
Rendimiento mínimo exigido	0,87	0,87
Rendimiento mínimo porcentual exigido	0,87	0,87

Reduccion del fósforo por asimilación de los fangos activos

Concentración DBO5 de entrada al biologico	300,00	240,00 mg/l
Fbs = 0,33 para agua decantada / 0,.24 para agua no decantada 0,24	0,24	0,24
DBO5 rápidamente biodegradable (DBO5r)	72,00	57,60 mg/l
Recirculación	1,20	1,20
DBO5 rápidamente biodegradable a deducir de la que entra en el reactor anaerobio por posible presencia, aún en muy bajas concentraciones, de oxígenos y de nitratos:	4,50	3,60 mg/l
DBO5 rápidamente biodegradable en el reactor anaerobio (DBO5ran = (DBO5r- 8) / (1+R):	30,68	24,55 mg/l

El factor de propensión Pf de Marais, viene dado por la expresión: Pf = (DBO5ran - 13) x fxa , siendo fxa la fracción de fangos activados en fase anaerobia con relación a la masa total de fangos. Los valores recomendados por Marais son los siguientes:

DBO5 (disuelta) < 135 mg/litro	fxa: 0,20 a 0,25
135 mg/litro < DBO5 d < 230 mg/litro	fxa: 0,15 a 0,20
DBO5 d > 230 mg/litro	fxa: 0,10 a 0,15

La recirculación de fangos se realizará a cabecera de la cámara de desfosfatación, y el caudal de agua pretratada entrará en el selector.

En nuestro caso, podemos suponer DBO5 d = 2/3 de la DBO5 de entrada:	200,00	160,00 mg/l

El selector se proyecta con el fin de asegurar una eliminación eficiente del Fósforo por vía biológica, así como una buena sedimentación de los fangos.

En el selector se producen condiciones favorables para que los microorganismos acumulen mas Fósforo en sus células que otros microorganismos en condiciones aerobias. Esto significa que una gran parte del contenido de Fósforo en las aguas residuales se puede incorporar a los fangos, reduciendo así la cantidad de productos químicos utilizada en la precipitación.

En el selector, las aguas residuales pretratadas se mezclan con los fangos biológicos recirculados. Esto da como resultado una alta carga de fangos, que promueve el desarrollo de los microorganismos con una buena capacidad de sedimentación de los fangos. Al mismo tiempo, la absorción / degradación del substrato que se produce limita el desarrollo de microorganismos filamentosos y reduce con eficacia el riesgo de grandes volúmenes de fango.

CAMARA ANAEROBIA			
Nº de líneas adoptadas	1,00	1,00	ud
Altura util	4,50	4,50	m
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	5,00	5,00	m
SELECTOR			
Tiempo de retención de cálculo a caudal medio	150,00	150,00	min
Volumen de cálculo	677,08	803,85	m^3
Dimensiones			
Largo	15,00	15,00	m
Ancho	12,00	12,00	m
Superficie adoptada	180,00	180,00	m^2
Volumen adoptado	810,00	810,00	m^3
Tiempo de retención real a caudal medio	179,45	151,15	min
Potencia para agitación			
Para determinar la potencia necesaria para mantener en suspensión los sólidos del licor mixto, utilizaremos la siguiente expresión: P = 8,125 ln M - 48,75 =			
Siendo M =	6.000,00	6.000,00	mg/l
P =	21,93	21,93	W/m^3
Pt =	17.766,18	17.766,18	W
Nº de agitadores instalados	2,00	2,00	ud
Potencia unitaria	7.500,00	7.500,00	W
Potencia total	15.000,00	15.000,00	W
Volumen total de la cámara anaerobica	**810,00**	**810,00**	m^3
Tiempo total de retención a caudal medio	179,45	151,15	min
Cálculo del P eliminado			
Volumen Oxico + Anóxico del reactor biológico	8.717,63	8.717,63	m^3
Volumen total de la cámara anaerobica	810,00	810,00	m^3
Volumen total del reactor (Anaerobico+Anoxico+Oxico)	9.527,63	9.527,63	m^3
fxa adoptado	8,50%	8,50%	
Pf = (DBO5ran - 13) * fax	1,50	0,98	mg/l
Edad del fango adoptada en el reactor	24,38	26,27	dias
PD = Fósforo eliminado biológicamente (gr de P/100 gr de DBO5 eliminada)			
PD =(0,35 -0,29 x e^(-0,40 Pf)) x 71/(1+0,16 Ef)	5,02	4,54	gr P/100 grDBO5e
DBO5 eliminada	275,00	215,00	mg/l
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa activa)	13,80	9,76	mg/l
P contenido en la materia orgánica inerte			
P MOI = (0,034 / (0,16+1/Ef))+0,225	0,39	0,40	gr P/100 grDBO5e
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa inerte)	1,08	0,85	mg/l
P entrada	15,00	15,00	mg/l
P salida	0,00	0,00	mg/l
Fangos biologicos en exceso	1.430,00	1.327,32	kg/dia
Kg de P que salen con los fangos en exceso	96,72	81,92	kg/dia
P eliminado con los fangos en exceso	0,07	0,06	kg P /kg Fe
P en el efluente debido a los SS	2,37	2,16	mg/l
P decantable en decantación secundaria	1,50	1,50	mg/l
P en el efluente	0,87	0,66	mg/l
Rendimiento de eliminación biológica del P	94,2%	95,6%	

ELIMINACION DEL FOSFORO POR VIA QUIMICA
DOSIFICACION CLORURO FERRICO

Al objeto de obtener una concentración máxima de 2 mg/l de P en el efluente, se proyecta una instalación de almacenamiento y dosificación de cloruro férrico para su utilización en caso de emergencia.

Cargas de P en el agua bruta		
Concentración de P en agua bruta	15,00	15,00 mg/l
Carga de P en agua bruta	97,50	115,76 kg/dia
Cargas de P en el efluente tratado		
(p) Concentración de P en el efluente tratado	2,00	2,00 mg/l
Cargas de P en el efluente tratado	13,00	15,43 kg/dia
Reduccion del fósforo por asimilación de los fangos activos		
(a) P sedimentable (10%)	1,50	1,50 mg/l
DBO5 eliminada	1.787,50	1.659,16 kg/dia
Fangos biologicos en exceso	1.430,00	1.327,32 kg/dia
% de MV de los Fangos en exceso	65%	65%
MV de los Fangos en exceso	929,50	862,76 kg/dia
P eliminado con los fangos biológicos en exceso. Para una Ef de 18 dias y con nitrificación-desnitrificación =	1,20	1,20 gr P/100 grDBO5e
P eliminado con los Fe	21,45	19,91 kg/dia
(b) P eliminado con los Fe	3,30	2,58 mg/l
% respecto a la MV de los fangos biológicos	2,31%	2,31%
(c) P eliminado con los SS del efluente	0,53	0,53 mg/l
Cantidad de fósforo a eliminar por via quimica		
P -p-(a)-(b)+(c)	8,73	9,45 mg/l
Cantidad de P eliminada	56,71	72,89 kg/dia
Precipitación quimica		
P a precipitar quimicamente	**56,71**	**72,89 kg/dia**
Producto a emplear	Cloruro férrico	
Datos del producto		
Forma de suministro	liquido	
Tipo de reactivo	cloruro férrico	
Riqueza	40%	40%
Densidad	1,43	1,43
Tipo de suministro	camión cisterna	

Dosificación			
Dosificación media (mol Fe/mol P a eliminar)	1,50	1,50	mol/mol
Peso molecular del Fe	55,80	55,80	gr/mol
Peso molecular del Cl	35,45	35,45	gr/mol
Peso molecular del Cl3Fe	162,15	162,15	gr/mol
Peso molecular del P	31,00	31,00	gr/mol
Peso molecular del FePO4	150,80	150,80	gr/mol
Peso molecular del Fe(OH)3	106,80	106,80	gr/mol
Relación molar en peso Fe/P	1,80	1,80	kg/kg
Kg Fe / Kg P eliminado	2,70	2,70	kg/kg
Dosificación media de Fe	153,12	196,80	kg/dia
Dosificación media de Cl3Fe puro	444,96	571,87	kg/dia
Dosificación media de CL3Fe comercial	1.112,41	1.429,67	kg/dia
	= 46,35	59,57	kg/h
Consumos horarios de producto comercial			
Caudal de dosificación medio	32,41	41,66	l/h
Producto comercial consumido	777,91	999,77	l/dia
Autonomia requerida a dosis máxima	15,00	15,00	dias
Almacenamiento requerido	11.668,65	14.996,58	l
Almacenamiento			
Forma de suministro	camión cisterna		
Estado de suministro	líquido		
Sistema de almacenamiento	depósito cilíndrico vertical		
Nº de depósitos a instalar	1,00	1,00	Ud
Nº de depósitos en servicio	1,00	1,00	Ud
Material	PRFV	PRFV	
Dimensiones			
Diámetro	**2,00**	**2,00**	**m**
Altura	**3,50**	**3,50**	**m**
Capacidad unitaria	**10,99**	**10,99**	**m^3**
Capacidad total	**10,99**	**10,99**	**m^3**
Tiempo real de almacenamiento	**14,13**	**10,99**	**dias**
Control de nivel	medidor de nivel con interruptor de mínima con alarma		
Dosificación			
Tipo de dosificación	volumétrica		
Control	proporcional al caudal		
Dosificador	bomba de membrana		
Nº de unidades a instalar	2,00	2,00	Ud
Nº de unidades en servicio	1,00	1,00	Ud
Caudal medio unitario necesario	32,41	41,66	l/h
Caudalmáximo unitario adoptado	**50,00**	**50,00**	**l/h**
Altura manométrica	30,00	30,00	mca
Potencia unitaria	25,00	25,00	W
Diámetro conducción	25,00	25,00	mm

PRODUCCION DE FANGOS DEBIDO A LA PRECIPITACION DEL P

Peso de fósforo a eliminar medio:	56,71	72,89 kg/d
Fe (según ATV A-131) 6,8 Kg Fe/Kg Peliminado	385,65	495,63 kg/d
Moles del fósforo eliminados:		
X x 1000 gr/d / 31 gr/mol	1.829,44	2.351,20 moles/d
Moles PO4Fe formados:	1.829,44	2.351,20 moles/d
Peso de PO4Fe formado (151 gr/mol):	276,24	355,03 kg/d
Moles Fe (OH)3 formados*:	1.829,44	2.351,20 moles/d
Peso de Fe (OH)3 formado (106,8 gr/mol):	195,38	251,11 kg/d
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	471,63	606,14 kg/día
Concentración:	8,00	8,00 kg/m^3
Volumen diario:	58,95	75,77 m^3/d

DECANTACION SECUNDARIA

Nº de líneas	2,00	2,00	ud
Caudal medio horario	270,83	321,54	m^3/h
Caudal punta horario	541,67	643,08	m^3/h
Caudal medio por decantador	135,42	160,77	m^3/h
Caudal punta por decantador	270,83	321,54	m^3/h

CALCULO SEGÚN LA NORMA ALEMANA ATV-A131

DIAMETRO

qSV =	carga volumértrica de fangos	450,00	450,00	$l/m^2/h$
SVI =	indice volumétrico de fangos	125,00	125,00	ml/gr
M =	concentración en el reactor	4,00	4,00	mg/l
CSV = M x SVI	volumen comparativo de fangos	500,00	500,00	l/m^3
qA = qSV / CSV =	carga hidraulica	0,90	0,90	$m^3/m^2/h$
RV =	relación de recirculación	1,55	1,31	
DSRS =	concentración de fangos recirculados	8,00	8,00	g/l
DSTF =	concentración de fangos en el fondo decantador	8,89	8,89	g/l
tE = (DSTF x SVI /1000)^3 =	tiempo de estancia	1,37	1,37	h
C = 300 tE + 500 =	Concentración Empirica	911,52	911,52	l/m^3

S = Qp / qA	Superficie unitaria mínima necesaria	300,93	357,27	m^2
Di =	Diámetro estricto unitario	19,57	21,33	m
Nº de decantadores		2,00	2,00	ud
Diámetro adoptado		20,00	20,00	m
Superficie unitaria real adoptada		314,00	314,00	m^2
Carga hidraulica real a caudal medio		0,43	0,51	$m^3/m^2/h$
Carga hidraulica real a caudal punta		0,86	1,02	$m^3/m^2/h$

ALTURA

El calado del decantador a 1/3 del centro es la suma de las siguientes alturas

h1 =	valor constante	0,50	0,50 m
h2 = altura de la zona de separación de sólidos			
h2 = 0,5qA(1+RV)/(1-CSV/1000)		2,20	2,36 m
h3 = altura de seguridad por lluvias			
h3 = 0,45qSV(1+RV)/500		1,03	0,93 m
h4 =	altura de la zona de espesamiento		
H4 = qSV x te x (1+RV) / C		1,73	1,56 m
Con estos valores obtenemos	HT =	5,46	5,36
Teniendo en cuenta que existe un aliviadero de pluviales no consideramos h3			
	HT =	4,43	4,42 m
En vertical de vertedero con pendiente en el fondo de un 10%			
H_{vert}		4,09	4,09
Unidades instaladas		**2,00**	**2,00 Ud**
Diámetro adoptado		**20,00**	**20,00 m**
Altura bajo vertedero adoptada		**3,60**	**3,60 m**
Tipo de decantador		Rasquetas	Rasquetas
Superficie unitaria		314,00	314,00 m^2
Volumen unitario por decantador		1.235,07	1.235,07 m^3
Longitud vertedero		62,83	62,83 m
Velocidad ascensional real a caudal medio		0,43	0,51 m/h
Velocidad ascensional real a caudal máximo		0,86	1,02 m/h
Tiempo de retención a caudal medio		9,12	7,68 h
Tiempo de retención a caudal medio necesario		> 3,5	> 3,5 h
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal medio		1,73	2,05 $kg/m^2/h$
Carga s. por unid. de superficie nec. a caudal medio exigida		<2	<2 $kg/m^2/h$
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal punta		3,45	4,10 $kg/m^2/h$
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal punta exigida		< 4	< 4 $kg/m^2/h$
Carga sobre vertedero a caudal medio	< 5	2,16	2,56 $m^3/ml\ h$
Carga sobre vertedero a caudal punta	< 10	4,31	5,12 $m^3/ml\ h$

La carga hidraúlica de los decantadores es admisible en diseño pero es ligeramente mayor de lo deseable en la situación actual. Sin duda es debido a las filtraciones que se producen en los colectores. Estas filtraciones son las que hacen que el vertido de entrada a la planta se encuentre diluido.

BOMBEO DE ESPUMAS Y FLOTANTES

Sistema de barrido	Barredor superficial adosado al puente del dec.	
Sistema de recogida	Tolva	
Sistema de evacuación	A concentrador de grasas	
Tipo de bomba	Centrifuga sumergible	
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00 ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00 ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00 uds
Caudal unitario	10,00	10,00 m^3/h
Altura manometrica	10,00	10,00 m.c.a.
Destino de las espumas y flotantes	Concentrador de grasas	

TRATAMIENTO DE FANGOS

BALANCE DE FANGOS EN EXCESO	**DISEÑO**	**REAL**	
FANGOS EN EXCESO DERIVADOS DE LA DBO			
Peso de DBO5 que entran al biológico	1.950,00	1.852,08	kg/dia
Peso de DBO5 que sale del biológico	162,50	192,93	kg/dia
Peso de DBO5 eliminada	1.787,50	1.659,16	kg/dia
Fangos biológicos en exceso	1.430,00	1.327,32	kg/dia
Concentración del fango purgado del decantador 2º	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos biológicos purgados	178,75	165,92	m^3/dia
FANGOS DERIVADOS DE LA ELIMINACION DEL P			
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	471,63	606,14	kg/dia
Concentración del fango purgado	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos debidos a la eliminación del P	58,95	75,77	m^3/dia
BOMBEOS DE FANGOS			
Volumen de fangos a purgar	237,70	241,68	m^3/dia
Lugar de envio	Espesamiento por gravedad		
Forma de envio	Bombeo		
Tipo de bomba	Centrífuga sumergible		
Tiempo de purga	6,00	6,00	h/d
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00	ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	ud
Caudal de purga teórico	39,62	40,28	m^3/h
Caudal mínimo de la bomba	39,62	40,28	m^3/h
Caudal de la bomba adoptado	**40,00**	**40,00**	**m^3/h**
Altura manométrica	10,00	10,00	mca
Sistema de control	Temporizado-programado		

ESPESAMIENTO DE FANGOS

Tipo de espesador	Por gravedad		
Fangos a espesar	1.901,63	1.933,46	kg/dia
Concentración promedia	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos a espesar	237,70	241,68	m^3/dia
Caudal de espesamiento horario	40,00	40,00	m^3/h
PARAMETROS DE CALCULO			
Carga de sólidos <	30,00	30,00	kg/m^2/dia
Carga hidraulica <	0,45	0,45	m^3/m^2/h
Tiempo de retención de fangos >	24,00	24,00	h
Concentración fango espesado <	30,00	30,00	gr/l
Número de espesadores	**1,00**	**1,00**	**ud**
Tipo = rasquetas con picket-fence vertical central			
Accionamiento = central			
Superficie minima necesaria	88,89	88,89	m^2
Por carga hidraulica	88,89	88,89	m^2
Por carga de sólidos	63,39	64,45	m^2
Diametro mínimo necesario	10,64	10,64	m
Diámetro adoptado	**9,00**	**9,00**	**m**
Superficie real unitaria	63,59	63,59	m^2
Superficie real	63,59	63,59	m^2
Carga de sólidos máxima real	29,91	30,41	kg/m^2/dia
Carga hidraulica real	0,63	0,63	m^3/m^2/h
Pendiente del fondo	13,00	13,00	%
Volumen a tratar	237,70	241,68	m^3/dia
Concentración de fangos espesados	30,00	30,00	kg/m^3
Concentración promedia	15,00	15,00	kg/m^3
Volumen total necesario	190,16	193,35	m^3
Volumen unitario necesario	190,16	193,35	m^3
Altura util mínima	2,99	3,04	m
Altura util adoptada	**3,50**	**3,50**	**m**
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	**4,00**	**4,00**	**m**
Capacidad real unitaria	234,95	234,95	m^3
Capacidad real total	234,95	234,95	m^3
Tiempo de retención hidraúlico	0,99	0,97	dias
Tiempo de retención de sólidos	1,85	1,82	dias
Volumen de fangos espesados	63,39	64,45	m^3/dia
Concentración del fango espesado	30,00	30,00	kg/m^3

El espesador existente es adecuado en función de la carga de sólidos y del volumen , pero resulta un poco escaso por la carga hidraúlica. Esto se puede corregir reduciendo el caudal de las bombas de purga (40 m3/h) y aumentando el tiempo de purga para mantener el volumen diario de fango purgado.

PRODUCCION DE SOBRENADANTES			
Volumen de sobrenadante de los espesadores	174,32	177,23	m^3/m^2/h
Destino de los sobrenadantes	Red de sobrenadantes		

DESHIDRATACION DE FANGOS			
Peso de fangos a deshidratar	1.901,63	1.933,46	kg/día
Concentración de entrada	30,00	30,00	kg/m^3
Volumen de fangos deshidratar	63,39	64,45	m^3/día
Días semanales de secado	5,00	5,00	días/semana
Horas diarias de secado	8,00	8,00	h/día
Carga diaria	2.662,28	2.706,85	kg/día
Carga horaria	332,78	338,36	kg/h
Volumen horario	11,09	11,28	m^3/h
BOMBEO			
Tipo	Tornillo helicoidal		
Nº de bombas en servico	2,00	2,00	Ud
nº de bombas de reserva	1,00	1,00	Ud
Nº de bombas instaladas	3,00	3,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba	5,55	5,64	m^3/h
Rango de caudal unitario	DE 3 A 12	DE 3 A 12	m^3/h
Altura manométrica	10,00	10,00	mca
Regulación	Mediante variador eléctronico		
SECADO			
Tipo de secado	Centrifuga		
Nº de centrífugas en servico	2,00	2,00	Ud
Nº de centrífugas de reserva	0,00	0,00	Ud
Nº de centrífugas a instalar	2,00	2,00	Ud
Caudal unitario necesario de centrifuga	5,55	5,64	m^3/h
Caudal unitario de centrifuga adoptado	**6,00**	**6,00**	**m^3/h**
Concentración de fango seco	22,00	22,00	%
ALMACENAMIENTO DE FANGOS SECOS			
Peso de fangos a secar por dia util	2.662,28	2.706,85	kg/d
Volumen de fangos a secar por dia util	88,74	90,23	m^3/día
Sequedad obtenida	22	22	%
Volumen de fangos secos por dia util	12,10	12,30	m^3/día
Densidad de la torta	1,10	1,10	T/m^3
Peso de fangos secos por dia util	13,31	13,53	T/d
ALMACENAMIENTO DE FANGOS SECOS			
Transporte de fangos secos	Tornillo transportador		
Destino del fango seco	Tolva		
Capacidad de almacenamiento	4,00	4,00	días
Volumen necesario de almacenamiento	48,41	49,22	m^3
Nº de silos	1,00	1,00	Ud
Capacidad de cada silo necesario	48,41	49,22	m^3
Volumen adoptado	**25,00**	**25,00**	**m^3**
Tiempo real de almacenamiento	2,07	2,03	días
Sobrenadantes del secado	76,64	77,92	m^3/día
Horas de producción	8,00	8,00	h/día
Caudal horario	9,58	9,74	m3/h
Destino	Tratamiento de escurridos		

ACONDICIONAMIENTO DEL FANGO
FLOCULACION PREVIA

Peso de fangos por dia util	2.662,28	2.706,85	kg/d
Reactivo :	Polielectrolito		
Dosis media	5,00	5,00	kg/tn
Dosis máxima	6,00	6,00	kg/tn
Consumo medio diario	13,31	13,53	kg/dia
Consumo máximo diario	15,97	16,24	kg/dia
Horas de funcionamiento	8,00	8,00	h/dia
Consumo medio horario	1,66	1,69	kg/h
Consumo máximo horario	2,00	2,03	kg/h
Concentración de la solución madre	0,50	0,50	%
Consumo de solución madre medio diario	2.662,28	2.706,85	l/dia
Consumo de solución madre máximo diario	3.194,74	3.248,22	l/dia
Consumo de solución madre medio horario	332,78	338,36	l/h
Consumo de solución madre máximo horario	399,34	406,03	l/h
Dilución en la linea de dosificación	0,10	0,10	%
EQUIPO DE DOSIFICACION	1,00	1,00	ud
Unidad compacta de preparación y dosificación			
Numero de unidades compactas	1,00	1,00	uds
Capacidad de la unidad compacta	**1.000,00**	**1.000,00**	**l**
Dosificación			
Tipo de bomba	Tornillo helicoidal		
Nº de bombas dosificadoras en servicio	2,00	2,00	uds
Nº de bombas dosificadoras de reserva	1,00	1,00	uds
Nº de bombas dosificadoras instaladas	3,00	3,00	uds
Caudal nominal unitario mínimo	199,67	203,01	l/h
Caudal nominal unitario adoptado	**de 150 a 750**	**de 150 a 750**	**l/h**
Altura manométrica	10	10	m.c.a.
Regulación	Mediante variador de velocidad		

TRATAMIENTO DE ESCURRIDOS				
CAUDALES		**DISEÑO**	**REAL**	
Caudal diario de escurridos a tratar		76,64	77,92	m3/d
Caudal promedio de escurridos a tratar		3,19	3,25	m3/h
Caudal punta		9,58	9,74	m3/h
BOMBEO DE ESCURRIDOS				
Tipo	Bomba sumergible			
N° de bombas en servico		1,00	1,00	Ud
n° de bombas de reserva		1,00	1,00	Ud
N° de bombas instaladas		2,00	2,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba		9,58	9,74	m^3/h
Caudal adoptado		12,00	12,00	m^3/h
Altura manométrica		10,00	10,00	mca
DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE ESCURRIDOS				
N° de módulos		1,00	1,00	Ud
Caudal de tratamiento		15,00	15,00	m3/h
CAMARA DE MEZCLA RAPIDA				
Tiempo de residencia en mezcla		60,00	60,00	seg
Capacidad mínima de la cámara		0,25	0,25	m3
Dimensiones útiles de la cámara:				
Longitud		1,00	1,00	m
Anchura		1,00	1,00	m
Altura util		0,50	0,50	m
Capacidad real unitaria		0,50	0,50	m3
Tiempo de residencia real en mezcla rápida		120,00	120,00	seg
Ratio de Potencia de mezcla necesaria		500,00	500,00	W/m3
Potencia mínima a instalar en cada cámara		250,00	250,00	W
N° de agitadores a instalar		1,00	1,00	ud
Tipo de hélice	perfil axial			
Potencia unitaria adoptada		250,00	250,00	w
Ratio de Potencia de mezcla adoptada		500,00	500,00	W/m3
CAMARA DE FLOCULACION				
Tiempo de residencia en floculación		10,00	10,00	min
Capacidad mínima de la cámara		2,50	2,50	m3
Dimensiones útiles de la cámara:				
Longitud		1,50	1,50	m
Anchura		1,50	1,50	m
Altura util		1,50	1,50	m
Capacidad real unitaria		3,38	3,38	m3
Tiempo de residencia real en mezcla rápida		13,50	13,50	min
Ratio de Potencia de mezcla necesaria		20,00	20,00	W/m3
Potencia mínima a instalar en cada cámara		67,50	67,50	W
N° de agitadores a instalar		1,00	1,00	ud
Tipo de hélice	perfil axial			
Potencia unitaria adoptada		180,00	180,00	w
Ratio de Potencia de mezcla adoptada		53,33	53,33	W/m3

DECANTACION

CRITERIOS DE DISEÑO

Nº de decantadores	1,00	1,00	Ud
Caudal de tratamiento	15,00	15,00	m3/h
Carga hidráulica de diseño <	0,60	0,60	m3/m2/h
Angulo de montaje de las lamelas	60,00	60,00	º al horizonte

La superficie proyectada de lamelas se define por:

Sp = Sn * cos ß

cos ß =	0,50	0,50
sen ß =	0,87	0,87

en donde:

Sp =	superficie proyectada
Sn =	superficie nominal
ß =	ángulo de las lamelas al horizonte

Superficie total proyectada necesaria	25,00	25,00	m2
Superficia nominal total necesaria	49,95	49,95	m2

Lamelas a emplear	Prefabricadas en paquetes autoportantes		
Materia de construcción		PVC	
Longitud de las lamelas	1,10	1,10	m
Separación de las lamelas	40,00	40,00	mm
Superficie nominal de las lamelas	22,00	22,00	m2/m3
Superficie proyectada de las lamelas	11,01	11,01	m2/m3
Volumen unitario de lamelas necesario	2,27	2,27	m3

Características de las placas

Ancho	1,50	1,50	m
Altura	1,10	1,10	m

DEFINICION DEL DECANTADOR PROYECTADO

Forma del decantador	Rectangular		
Dimensiones interiores del decantador:			
Ancho util del decantador		1,50	1,50 m
Longitud mínima necesaria		1,38	1,38 m
Longitud util adoptada		3,50	2,50 m
Altura de resguardo sobre canal de recogida		0,40	0,40 m
Altura util sobre lamelas		0,65	0,65 m
Altura de lamelas		0,95	0,95 m
Altura total de zona recta util		1,60	1,60 m
Altura total de zona recta		2,00	2,00 m
Altura inclinada		1,50	1,50 m
Altura total		3,50	3,50 m
PARÁMETROS DE FUNCIONAMIENTO REALES			
Volumen total de lamelas adoptado		5,78	4,13 m3
Superficie total proyectada		63,58	45,42 m2
Superficie total nominal adoptada		127,05	90,75 m2
Volumen util zona recta		8,41	6,01 m3
Volumen util zona inclinada		2,63	1,88 m3
Volumen total util		11,04	7,88 m3
Carga hidráulica real adoptada		2,86	4,00 m3/m2/h
Velocidad de Hacen adoptada		0,24	0,33 m3/m2/h
Tiempo de retención adoptado		44,15	31,54 min
SISTEMA DE RECOGIDA DEL AGUA CLARIFICADA			
Canales dentados			
Nº de canales por decantador		2,00	2,00 uds
Material	Polipropileno		
SISTEMA DE CONCENTRACION DE FANGOS			
Mecanismo concentrador	Cuenco troncocónico		
Nº de cuencos por decantador		1,00	1,00 uds
Nº de cuencos totales		1,00	1,00 uds
SISTEMA DE EVACUACION DE FANGOS			
Válvula neumática temporizada			
Nº de válvulas		1,00	1,00 ud
Diámetro		100,00	100,00 mm
Destino de los fangos	Arqueta de fangos		

REACTIVO CLORURO FÉRRICO				
Caudal diario de escurridos a tratar		76,64	77,92	m3/d
Caudal promedio de escurridos a tratar		3,19	3,25	m3/h
Caudal punta de escurridos		9,58	9,74	m3/h
Concentración de P de escurridos		350,00	350,00	mg/l
Carga total de P de entrada		26,82	27,27	Kg/d
Rendimiento de eliminación de P		90,00	90,00	%
Concentración de P de salida		35,00	35,00	mg/l
Cantidad de P de salida		2,68	2,73	Kg/d
Cantidad de P a eliminar		24,14	24,55	Kg/d
Datos del producto				
Sistema de eliminación	Precipitación química			
Producto a emplear	Cloururo férrico			
Riqueza		40%	40%	
Densidad		1,43	1,43	
Tipo de suministro				
Dosificación				
Dosificación media (mol Fe/mol P a eliminar)		1,50	1,50	mol/mol
Peso molecular del Fe		55,80	55,80	gr/mol
Peso molecular del Cl		35,45	35,45	gr/mol
Peso molecular del Cl3Fe		162,15	162,15	gr/mol
Peso molecular del P		31,00	31,00	gr/mol
Peso molecular del FePO4		150,80	150,80	gr/mol
Peso molecular del Fe(OH)3		106,80	106,80	gr/mol
Relación molar en peso Fe/P		1,80	1,80	kg/kg
Kg Fe / Kg P eliminado		2,70	2,70	kg/kg
Dosificación media de Fe		65,18	66,27	kg/dia
Dosificación media de Cl3Fe puro		189,42	192,59	kg/dia
Dosificación media de CL3Fe comercial		473,54	481,47	kg/dia
=		19,73	20,06	kg/h
Consumos horarios de producto comercial				
Caudal de dosificación medio		13,80	14,03	l/h
Producto comercial consumido		331,15	336,69	l/dia
Autonomía requerida a dosis máxima		15,00	15,00	dias
Almacenamiento requerido		4.967,25	5.050,40	l
DEPOSITO DE ALMACENAMIENTO				
Nº de depositos existentes		1,00	1,00	ud
Capacidad		20,00	20,00	m3
BOMBAS DOSIFICADORAS				
Nº de bombas dosificadoras a instalar		2,00	2,00	Ud
Tipo	Membrana			
Caudal unitario, regulable entre		0 y 50	0 y 50	l/h
Destino del reactivo	cámara de mezcla rápida			

PRODUCCION DE FANGOS

Peso de fósforo a eliminar medio:		24,14	24,55 kg/d
Moles del fósforo eliminados:			
X x 1000 gr/d / 31 gr/mol		778,78	791,81 moles/d
Moles PO4Fe formados:		778,78	791,81 moles/d
Peso de PO4Fe formado (151 gr/mol):		117,60	119,56 kg/d
Moles Fe (OH)3 formados*:		778,78	791,81 moles/d
Peso de Fe (OH)3 formado (106,8 gr/mol):		83,17	84,57 kg/d
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):		200,77	204,13 kg/día
Concentración:		8,00	8,00 kg/m^3
Volumen diario:		25,10	25,52 m^3/d
Destino de los fangos	espesador		

9.6. E.D.A.R DE TORO

9.6.1. E.D.A.R DE TORO ACTUAL

EDAR DE TORO

DATOS DE PARTIDA

POBLACION		**DISEÑO**	**REAL**	
Población equivalente adoptada		25.048	27.467	Hab Equiv.
Dotación adoptada		194	117	l/hab*dia
CAUDALES				
CAUDAL DIARIO ADOPTADO PARA LA EDAR		**4.848**	**3.200**	**m^3/dia**
Caudal promedio		202	133	m^3/h
Caudal punta	2,40	485	320	m^3/h
Caudal máximo en pretratamiento	4,00	808	533	m^3/h
Caudal máximo bombeado	7,00	1.414	933	m^3/h
Caudal admitido en el colector	10,00	2.020	1.333	m^3/h

CARACTERISTICAS DEL AGUA BRUTA

DBO_5			
Carga diaria de entrada	1.503	1.648	kg/dia
Concentración de entrada	310	515	mg/l
Carga diaria máxima de salida	121	80	kg/dia
Concentración máxima de salida	**25**	**25**	mg/l
Carga diaria eliminada	1.382	1.568	kg/dia
DQO			
Carga diaria de entrada	2.909	3.296	kg/dia
Concentración de entrada	600	1.030	mg/l
Carga diaria máxima de salida	606	400	kg/dia
Concentración máxima de salida	**125**	**125**	mg/l
Carga diaria eliminada	2.303	2.896	kg/dia
SS			
Carga diaria de entrada	1.125	2.627	kg/dia
Concentración de entrada	232	821	mg/l
Carga diaria máxima de salida	170	112	kg/dia
Concentración máxima de salida	**35**	**35**	mg/l
Carga diaria eliminada	955	2.515	kg/dia

N-NTK			
Carga diaria de entrada estimada	223	384	kg/dia
Concentración de entrada estimada	46	120	mg/l
Carga diaria máxima de salida	73	48	kg/dia
Concentración máxima de salida estimada	15	15	mg/l
Carga diaria eliminada	150	336	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada estimada	48	58	kg/dia
Concentración de entrada estimada	10	18	mg/l
Carga diaria máxima de salida	10	6	kg/dia
Concentración máxima de salida estimada	2	2	mg/l
Carga diaria eliminada	39	51	kg/dia
pH			
Salida entre	5,5 y 9	5,5 y 9	
TEMPERATURA			
Temperatura de cálculo	12,00	12,00	ºC

RESULTADOS A OBTENER:

DBO5:	<	25,00	25,00	mg/l
DQO:	<	125,00	125,00	mg/l
SS totales:	<	25,00	35,00	mg/l
N-NTK:	<	15,00	15,00	mg/l
P-PO4:	<	7,00	2,00	mg/l
pH, entre:	5,5 y 9		5,5 y 9	
Estabilización de fangos:	>	40,00	40,00	%
Sequedad de fangos:	>	25,00	25,00	%

POZO DE GRUESOS

PARAMETROS DE DISEÑO			
Carga hidráulica a Qmedio	50,00	50,00	$m^3/m^2/h$
Carga hidráulica a Qmáximo	200,00	200,00	$m^3/m^2/h$
* Superficie mínima necesaria a Q medio	4,04	2,67	m^2
* Superficie mínima necesaria a Q maximo	7,07	4,67	m^2
Superficie adoptada	15,00	15,00	m^2
* Lado (A) en la pate recta	5,00	5,00	m
* Lado (B) en la parte recta	3,00	3,00	m
* Lado (A) en el fondo	3,00	3,00	m
* Lado (B) en el fondo	1,00	1,00	m
Tiempo de retención a caudal maximo	1,00	1,00	min.
Volumen mínimo necesario del pozo			
A Q maximo	23,57	15,56	m^3
* Altura parte recta:	1,50	1,50	m
* Altura parte troncopiramidal :	0,75	0,50	m
* Volumen recto:	22,50	22,50	m^3
* Volumen troncopiramidal :	6,75	4,50	m^3
Volumen total adoptado	29,25	27,00	m^3
Tiempo de renteción a Qmedio adoptado	8,69	12,15	min
Tiempo de renteción a Qpunta adoptado	3,62	5,06	min
Tiempo de renteción a Qmáximo adoptado	1,24	1,74	min

CUCHARA BIVALVA

Capacidad de la cuchara bivalva	100 Litros
Tipo de accionamiento	Electrohidráulico – polipasto

Destino de los residuos	Contenedor y vertedero		
Producción de residuos			
Se estima una producción ,de :	10	10	lt/hab/año
Población equivalente :	25.048	27.467	hab
Residuos obtenidos	686,25	752,51	l/dia
Nº de contenedores	1	1	Ud
Capacidad del contenedor	5.000	5.000	Litros
Autonomía de almacenamiento	7,29	6,64	dias

REJA DE PROTECCION DE BOMBAS

Tipo	barrotes	
Limpieza	Mediante peine adosado a la cuchara	
Luz entre barrotes	100	mm

TANQUE DE TORMENTAS

Caudal diario	4.848,00	3.200,00	m^3/d
Caudal promedio	202,00	133,33	m^3/h
Caudal punta	484,80	320,00	m^3/h
Caudal máximo en pretratamiento	808,00	533,33	m^3/h
Caudal máximo bombeado	1.080,00	1.080,00	m^3/h
Caudal aliviado	272,00	546,67	m^3/h
Tiempo de retención	30,00	30,00	min
Capacidad necesaria del tanque	136,00	273,33	m^3
Dimensiones del tanque adoptadas			
Longitud	10,00	10,00	m
Ancho	8,00	8,00	m
Altura util	4,00	4,00	m
Capacidad real util	320,00	320,00	m^3
Tiempo de retención real	70,59	35,12	min

POZO DE BOMBEO

Tiempo de retención a caudal medio	6,00	6,00	min
Nº de pozos	1,00	1,00	uds
Capacidad util mínima requerida	20,20	13,33	m^3
Dimensiones del pozo diseñado			
Largo	4,00	4,00	m
Ancho	2,00	2,00	m
Altura util	1,50	1,50	m
Capacidad util	12,00	12,00	m^3
BOMBAS			
Nº bombas a instalar	5,00	5,00	uds
Nº de bombas en servicio	4,00	4,00	uds
Caudal unitario necesario	353,50	233,33	m^3/h
Caudal unitario adoptado	360,00	360,00	m^3/h
CAUDALES IMPULSADOS			
Con 1 bomba funcionando	360,00	360,00	m^3/h
Con 2 bombas funcionando	720,00	720,00	m^3/h
Con 3 bombas funcionando	1.080,00	1.080,00	m^3/h
Con 4 bombas funcionando	1.440,00	1.440,00	m^3/h
Cota de aspiración	692,50	692,50	m
Cota de descarga	699,50	699,50	m
Altura geométrica	7,00	7,00	m

COLECTOR DE IMPULSION

Nº de tuberías		5,00	5,00	ud
Diametro		0,30	0,30	m
Longitud		10,00	10,00	m
VELOCIDAD				
Con 1 bomba funcionando		1,41	1,41	m/seg
Pérdida por rozamiento	$P = J \times I$			
Pérdida de carga en la tuberia según Manning		$J = \frac{n^2 \times v^2}{R^{4/3}}$		
	Q =	0,06	0,06	m^3/s
	n =	0,01	0,01	
$R = D / 4$	R =	0,08	0,08	m
	D =	0,30	0,30	m
	V =	0,85	0,85	m/seg
	J =	0,002	0,002	m/m
	P =	0,02	0,02	m

PRETRATAMIENTO

Nº de unidades	2	2	Ud
Tipo	obra civil		

DESBASTE DE FINOS / TAMIZADO

Nº de tamices	3	3	Ud
Reja tamiz			
Ancho de canal	500	500	mm
Luz de paso	3	3	mm
Caudal de diseño	706	706	m^3/h
Caudal nominal de funcionamiento	480	480	m^3/h
Materiales de construcción	acero inoxidable		

PRODUCCION DE RESIDUOS

De acuerdo con la experiencia, la producción de residuos puede estimarse, en función de la luz de paso a través de elementos filtrantes, según la siguiente tabla:

Luz de paso	mm	Producción		
	1,00	45,00	45,00	lt/hab/año
	1,50	43,00	43,00	lt/hab/año
	3,00	35,00	35,00	lt/hab/año
	6,00	24,29	24,29	lt/hab/año
	10,00	10,00	10,00	lt/hab/año
	20,00	5,00	5,00	lt/hab/año
	50,00	1,00	1,00	lt/hab/año
Se estima una producción total de:		35,00	35,00	lt/hab/año
Población equivalente		25.048,00	27.466,67	habitantes
Producción de residuos		2,40	2,63	m^3/d
Volumen de los residuos compactados		0,72	0,79	m^3/dia
Autonomía de almacenamiento		27,76	25,31	dias
Nº de contenedores:		1	1	Ud
Capacidad unitaria:		20	20	m^3

DESARENADOR-DESENGRASADOR

Caudal medio:	202,00	133,33	m^3/h
Caudal punta:	484,80	320,00	m^3/h
Caudal máximo:	1.414,00	933,33	m^3/h
Nº unidades instaladas:	2	2	Uds
Caudal medio unitario:	0,03	0,02	m^3/s
Caudal punta unitario:	0,07	0,04	m^3/s
Caudal máximo unitario:	0,20	0,13	m^3/s

PARAMETROS DE RESULTADOS

	PARTIDA	OBTENIDOS		
Tiempo permanencia (t): >/=				
a Caudal medio:	15	27	41	min.
a Caudal punta:	10	11	17	min.
a Caudal máximo:	5	4	6	min.
Carga hidraulica zona desarenado (Ch): </=				
a Caudal medio:	10	4	3	$m^3/m^2/h$
a Caudal punta:	15	10	6	$m^3/m^2/h$
a Caudal máximo:	25	28	18	$m^3/m^2/h$

Estos valores de la carga hidráulica y tiempo de permanencia se han tomado de acuerdo con la experiencia, y garantizan la eliminación de las particulas de diámetro >/= 0,2 mm.

Velocidad transversal a Qpunta <	0,15	0,15	m/seg
Aireación >	8,00	8,00	$m^3/m^2/h$
Dimensiones unitarias necesarias			
Superficie de desarenado A=Q/Ch:			
A Q medio	10,10	16,71	m^2
A Q punta	16,16	16,71	m^2
A Q maximo	28,28	16,71	m^2

DIMENSIONES UNITARIAS ADOPTADAS				
Longitud		11,25	11,25	m
Anchura desarenador (a1):		1,50	1,50	m
Anchura desengrasador (a2):		0,75	0,75	m
Anchura total (a):		2,250	2,25	m
Superficie unitaria adoptada		25,31	25,31	m^2
Superficie total adoptada desarenador		50,63	50,63	m^2
Altura total		1,80	1,80	m
Volumen unitario		46	46	m^3
Sección transv. S=W/l:		2,03	2,03	m^2
Velocidad transversal a Qmáximo		0,10	0,06	m/s
EQUIPOS DE AIREACIÓN	Aireadores sumergidos			
En funcionamiento:		6,00	6,00	ud
De reserva		0,00	0,00	ud
Instaladas		6,00	6,00	ud
Potencia unitaria del motor		0,75	0,75	kW
EXTRACCION DE ARENAS				
Caudal medio:		202,00	66,67	m^3/h
Caudal punta:		484,80	160,00	m^3/h
Caudal máximo:		1.414,00	466,67	m^3/h
Capacidad máxima de extracción:		50,00	50,00	l/m^3
Mezcla agua + arena:				
- A caudal medio:		10,10	3,33	m^3/h
- A caudal punta:		24,24	8,00	m^3/h
- A caudal máximo:		70,70	23,33	m^3/h
Sistema de extracción de arenas	Bomba			
Unidades		2	2	ud
Caudal unitario necesario		12	4	
Caudal unitario adoptado		10	10	m3/h
Destino final de la arena:	Contenedor/vertedero			
Producción teórica de arenas:		300	300	gr/m^3
Carga diaria de arenas a retirar:		1.454	960	kg/dia
Densidad de la arena:		2	2	Ton/m^3
Volumen de arena a retirar:		727	480	l/dia
GRASAS				
Las grasas se extraen mediante bombeo al concentrador de grasas				
Producción estimada de grasas:		30	30	gr/m3
Producción diaria de grasas:		145,44	96,00	kg/dia
Densidad estimada de las grasas		1,1	1,1	Ton/m^3
Volumen de grasas estimado:		132,22	87,27	l/dia

TRATAMIENTO BIOLOGICO

DATOS DE PARTIDA

POBLACION	25.048	27.467	Habitantes
CAUDALES			
Caudal diario	4.848	3.200	m^3/dia
Caudal promedio	202,00	133,33	m^3/h
Caudal punta	484,80	320,00	m^3/h
CARACTERISTICAS DEL VERTIDO			
DBO5			
Carga diaria de entrada	1.502,88	1.648,00	kg/dia
Concentración de entrada	310,00	515,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	121,20	80,00	kg/dia
Concentración máxima de salida	25,00	25,00	mg/l
Carga diaria eliminada	1.381,68	1.568,00	kg/dia
Rendimiento mínimo exigido	0,92	0,95	
Rendimiento mínimo porcentual exigido	92%	95%	
SS			
Carga diaria de entrada	1.124,74	2.627,20	kg/dia
Concentración de entrada	232,00	821,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	169,68	112,00	kg/dia
Concentración máxima de salida	35,00	35,00	mg/l
Carga diaria eliminada	955,06	2.515,20	kg/dia
DQO			
Carga diaria de entrada	2.908,80	3.296,00	kg/dia
Concentración de entrada	600,00	1.030,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida S/P.B.	606,00	400,00	kg/dia
Concentración máxima de salida S/P.B.	125,00	125,00	mg/l
Carga diaria eliminada	2.302,80	2.896,00	kg/dia

NTK			
Carga diaria de entrada	223,01	384,00	kg/dia
Concentración de entrada estimada	46,00	120,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	72,72	48,00	kg/dia
Concentración máxima de salida	15,00	15,00	mg/l
Carga diaria eliminada	150,29	336,00	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada	48,48	57,60	kg/dia
Concentración de entrada estimada	10,00	18,00	mg/l
Carga diaria máxima de salida	9,70	6,40	kg/dia
Concentración máxima de salida	2,00	2,00	mg/l
Carga diaria eliminada	38,78	51,20	kg/dia
pH	entre	entre	6 Y 9
Temperatura de cálculo	12,00	12,00	ºC

TRATAMIENTO BIOLOGICO

El sistema de tratamiento biológico previsto es por Fangos Activados, mediante **Aireación prolongada** incluyendo **Nitrificación - Desnitrificación Y eliminación de fósforo**

Tipo de reactor	Concéntrico		
Sistema de aireación	Soplante y difusores		
Sistema de recirculación interna	Recirculadores de corriente		
Nº de reactores	2,00	2,00	Uds

CRITERIOS DE DISEÑO

Tª de diseño	12,00	12,00	°C
Carga másica <	0,10	0,10	$kgDBO_5/kgMLSS/d$
Concentración de sólidos MLSS ≤	4.000,00	4.000,00	mg/l
Tiempo de retención hidraúlico a Qmedio ≥	24,00	24,00	h

ZONA ANOXICA Y EDAD DEL FANGO

Los fangos biológicos en exceso se consideran estabilizados cuando aireados durante 5 dias a una temperatura de 20 °C pierden menos del 10% de su peso.
La siguiente tabla, basada en la experiencia indica la edad mínima del fango necesaria para obtener dicha estabilidad, en función de la temperatura del licor mezcla (MLSS) en el reactor

TEMPERATURA (ºC)	EDAD DEL FANGO (dias)
5,00	>35
10,00	20,00
12,00	**17,00**
13,00	15,50
14,00	14,80
15,00	14,00
16,00	13,00
18,00	12,00
20,00	10,00
22,00	8,00

La posibilidad de que se produzca nitrificación depende de la temperatura T (ºC) y de la edad de fangos Ef (días), siendo la ecuación que relaciona estos parámetros para que dicha nitrifición, que debe considerarse completa, dada la pequeña variación de temperatura que es necesaria para pasar de una nitrificación parcial a una total, ocurra según Van Haandel, Dõld y Marais, de la Universidad de Cape Town (Sudáfrica), la siguiente relación.

$$(1 - fx) = S \times (bnT + 1/Ef) / unmT$$

siendo

fx = Fracción de los MLSS existentes en la zona anóxica	0,25	0,25	
S = Fator de seguridad. Oscila entre 1 y 1,5	1,25	1,25	
T = Temperatura (ºC) a partir de la cual deben cumplirse los rendimientos exigidos en el Pliego de Bases.	12,00	12,00	
bnT = Factor para organismos eterótrofos			
$bnT = 0,04 \times 1,029^{T-20}$ (1/días)	0,03	0,03	
Ef = Edad del fango mínima (días)			
unmT = Factor de crecimiento de bacterias nitrificantes			
$unmT = u20 \times 1,123^{T-20}$	0,18	0,18	
u20 = sus valores oscilan entre 0,4 en condiciones desfaborables y 0,5 en condiciones normales	0,45	0,45	
Edad del fango mínima	9,33	9,33	días
Edad del fango adoptada para cálculo	21,00	14,00	días

La edad del fango, Ef, se define tambien por la fórmula :

$Ef = 1/ (1,2 . Cm^{1,23} + 0,5(B-0,6) . Cm) R/100$

En donde :

Cm = Carga másica = Kg DBO5/Kg MLSS/dia

B = SS/DBO5 en entrada al reactor biológico

En nuestro caso B =	0,75	1,59	
Resolviendo la fórmula obtenemos Cm =	0,071	0,066	kg/d/kg

COMPROBACION DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE

La concentración de la DBO5 del efluente se debe en parte a una componente soluble y en parte a los sólidos suspendidos de dicho efluente.

D-So = DBO5-En/(1+(Km.DBO5-En))/(M.Cm.1,000)	1,05	0,97	mg/l
En donde			
Tª	10,00	10,00	20,00
Km	180,00	180,00	360,00
DBO5-En (DBO5 de entrada en el reactor) =	310,00	515,00	mg/l
Km (Constante) =	270,00	270,00	$dias^{-1}$
M (Concentración de MLSS)	4,00	4,00	kg/m^3
Cm (Carga másica)	0,071	0,066	kg/d/kg
DBO5 de los sólidos del efluente decantado =SS efluente x f(Cm)	7,47	7,19	mg/l
SS en el efluente decantado	35,00	35,00	mg/l
f(CM) : Factor de carga $=0,8*Cm^{1/2}$	0,21	0,21	
Concentración total teórica de DBO5 en el efluente =	8,52	8,16	mg/l
Rendimiento teórico obtenido =	97%	98%	

VOLUMEN DEL REACTOR

Volumen del reactor MINIMO NECESARIO V = DBO5/(M x Cm) =	5.278,34	6.251,35	m^3
M =	4,00	4,00	kg/m^3
Cm =	0,071	0,066	kg/d/kg
Proporción de la zona anóxica adoptada	0,25	0,25	
Volumen de la zona anóxica	1.319,58	1.562,84	m^3
Nº de reactores	2,00	2,00	Uds
Volumen unitario =	2.639,17	3.125,68	m^3
Volumen unitario de la zona anóxica =	659,79	781,42	m^3
Altura de agua adoptada	5,00	5,00	m
Altura de resguardo adoptada	0,50	0,50	m
Altura total adoptada	5,50	5,50	m

CARACTERISTICAS DEL REACTOR ADOPTADO

Nº de reactores	2,00	2,00	ud
Tipo	Canal	Canal	
Longitud recta	34,60	34,60	m
Longitud total	46,60	46,60	m
Ancho de canal	6,00	6,00	m
Altura de lámina de agua	5,00	5,00	m
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	5,50	5,50	m
Volumen unitario	2.641,20	2.641,20	m^3
Volumen total	5.282,40	5.282,40	m^3
Tiempo de retención a Qmedio (SIN RECIRCULACION)	26,15	39,62	h
Tiempo de retención a Qpunta (SIN RECIRCULACION)	10,90	16,51	h
CARGA MASICA (kg DBO5/Kg MLSS)	*0,071*	*0,078*	*kgDBO5/kgMLSS/d*
CONCENTRACION DEL LICOR MEZCLA	*4,00*	*4,00*	*kg/m³*

FANGOS EN EXCESO

Según HUISKEN Peso diario de fangos en exceso Fe = $1,2 \times Cm^{0,23} \times$ DBO5 eliminada

DBO5eliminada =	1.381,68	1.568,00	kg/dia
$Cm^{0,23}$ =	0,54	0,56	
$1,2 \times Cm^{0,23}$ =	0,65	0,67	
Peso teórico diario de fangos en exceso =	902,73	1.046,41	Kg/dia
Conversión de DBO5 en fangos en exceso =	0,65	0,67	
Por seguridad adoptamos	0,80	0,80	
Peso de fangos en exceso adoptado	1.105,34	1.254,40	kg/dia
Concentración media prevista de los fangos extraidos	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos a eliminar	138,17	156,80	m^3/d
Edad del fango real	19,12	16,84	dias

NITRIFICACION - DESNITRIFICACION

La máxima concentración de nitrógeno cono nitrato que podría desnitrificarse en la zona anóxica prevista, viene dada por la expresión

$Dc = Sbi * (fbs * (1-P*Y)/2,86 + Y *E*K2*Fx/(1+bHT*E))$

	Siendo:		
Sbi =Concentr. DQO biodegradable en afluente	540,00	927,00	mg/l
fbs =Relación DQO rap-biod y DQO biodegrad. 0,33 para agua decantada 0,24 no decant.	0,24	0,24	
P =Relación DQO/VSS de la masa de fangos	1,50	1,50	mg DQO/mg VS
Y =Coef. crecimiento bacterias heterótrofas	0,45	0,45	mg VSS/mg DQO
E =Edad del fango biológico	21,00	14,00	días
K2 =Coeficiente de desnitrificación = $0,1*1,08^{T-20}$	0,08	0,08	$N\text{-}NO_3H$/mgVA
Fx =Fracción de los MLSS en zona anóxica	0,25	0,25	
bhT =Coef. decrecimiento bacterias heterótrofas $0,24*1,029^{T-20}$	0,19	0,19	l/día
T =Temp. (ºC) del proceso de nitrificación	12,00	12,00	ºC
Dc (1)	**34,99**	**56,90**	**mg/l**
	169,62	182,10	kg/día

La concentración de nitrógeno amoniacal que no se nitrifica viene dada por la expresión

$Na = (Knt * (bnT + 1/E))/(unmT*(1-fx)-(bnt+1/E))$

Siendo

Knt =Coeficiente de saturación para la nitrifiación $1,123^{T-20}$	0,40	0,40	mg $N\text{-}NH_3$/l
bnT =Coeficiente decrecimiento de las bacterias nitrificantes para respiración endógena $0,04*1,029^{T-20}$	0,03	0,03	l/día
Ef =Edad del fango	21,00	14,00	días
unmT =factor crecimiento bacterias nitrificantes $u20 * 1,123^{T-20}$	0,18	0,18	l/día
Tomando u20 =	0,45	0,45	l/día
fx =fracción de los MLSS en zona anóxica	0,25	0,25	
T ºC del proceso de nitrificación	12,00	12,00	
Na (mg $N\text{-}NH_3$/l)	0,58	1,35	mg/l
	2,82	4,33	kg/día

Por otra parte, el Nitrógeno en el agua residual puede fraccionarse de la siguiente manera :

Concentración total de NTK de entrada	46,00	120,00	mg/l
(a) N orgánico insoluble (decantable) = 10%	4,60	12,00	mg/l
(b) N orgánico soluble no biodegradable = 2%	0,92	2,40	mg/l
(c) N orgánico soluble biodegradable = 2%	0,92	2,40	mg/l

N3 = Cantidad asimilada por los fangos biológicos y eliminada con los fangos en exceso. Depende de la edad del fango y oscila entre 8,6 y 2,9 g/100 gDBO5 eliminada. Adoptamos :

Ef	Ne
6,00	5,80
10,00	5,10
15,00	4,60
20,00	4,30

N eliminado (g N3/ 100 g DBO5)	4,60	4,60	$gN_3/100\ g\ DBO_5$
En nuestro caso N3 eliminado	63,56	72,13	kg/dia
(d)	13,11	22,54	mg/l
Nitrógeno eliminado por Kg de sólidos en el efluente	0,05	0,05	kg/ Nelim/kg Fe
Concentración de los sólidos en el efluente	35,00	35,00	mg/l
(e)	1,75	1,75	mg/l
Nitrógeno eliminado con los sólidos en el efluente	8,48	5,60	kg/dia
N-NTK en el efluente = Na + b +c +e =	4,17	7,90	mg/l
=	20,22	25,29	kg/dia
N-NTK que puede oxidarse			
N-NTKox = NTK - a -b - c -d - Na	25,87	79,31	mg/l
	125,41	253,78	kg/dia
N-NTKox que es necesario desnitrificar para obtener en el efluente			
N Total <	15,00	15,00	mg/l
N-NO3+N-NO2 influente	0,00	0,00	mg/l
N-NTKox desnitrificado = N-NTKox-(N Total efluente-NTK efluente)			
+ N-NO3+N-NO2	15,04	72,21	mg/l
	72,91	231,07	kg/dia

Dado que las necesidades de desnitrificación son MAYORES que las disponibilides se considera que la zona anóxica y la edad del fango adoptadas son insuficientes para la obtención de un efluente que cumple los requerimientos de Zona sensible. Al disponer de los selectores previos al eactor biológico el problema es la disponibilidad de materia carbonosa que permita obtener la desnitrificación necesaria.
Para solucionar este problema se propone la instafación de un equipo que consigue la desintegración ultrasónica de la materia orgánica contenida en los fangos biológicos.

CALCULO DEL EQUIPO DE ULTRASONIDOS

La aplicación que se propone desintegrará el fango secundario espesado para que sea usado como fuente de materia carbonosa rápidamente biodegradable en el proceso de desnitrificación.

DATOS DE PARTIDA

FANGO SECUNDARIO ESPESADO (TWAS)

Equipo de espesamiento	Espesador por gravedad	
Caudal	49,66	m3/día
MS	30,00	kg/m3
Caudal másico de MS	1,66	Tn/d
MV	60%	(% MS)
Caudal másico de MV	0,99	Tn/d
Adicion de polielectrolito SI	si	
Dosis de polielectrolito	5,00	kg/tn MS
REACTOR BIOLÓGICO		
Nt entrada	120,00	mg/l
Caudal	3.200,00	m3/dia
SS	821,00	mg/l
DOB5	515,00	mg/l
Volumen	5.282,40	m3
MLSS	4.000,00	mg/l
Cm	0,08	kgDBO5/kgMLSS/d
Edad del fango	16,84	dias
Nt salida	15,00	

A partir de estos datos se calculará la cantidad de DQO rápidamente biodegradable que se puede obtener mediante la desintegración ultrasónica con el sistema DUMO Ultrafyzer®

Dicho sistema permite desintegrar, un caudal máximo de 60 m³/d de fangos secundarios espesados por cada 5Kw. A continuación se realizan los cálculos para obtener, en términos de DQO, a partir del caudal de fangos secundarios desintegrados hasta el nivel de lisis celular.

Determinación de la necesidad de materia carbonosa externa

Un procedimiento rápido para evaluar la necesidad de adición de materia carbonosa es a través del concepto de la capacidad de desnitrificación, cuyo máximo valor permitido por la ATV es de 0,15 N-NO3/DBO5

Dc máximo a obtener	77,25	mg/l
Equivalente a	247,20	Kg/d

Cálculo de la materia carbonosa necesaria

Los nitratos a destrinificar con un aporte de materia carbonosa, en este caso el fango secundario espesado que será desintegrado con DUMO

N-NO3 Oxidado que no puede desnitrificarse	6,58	Kg/d
kg DQObiodeg/kg N-NO3	5,75	Kg/Kg
DQO necesaria para eliminar los nitratos requeridos	37,85	Kg/d
Contenido de biomasa en el fango activo	9,00	kg biomasa/m3
Relación DQO - MV de biomasa	1,42	
Contenido de DQO biodegradable en el fango espesado recirculado	12,78	Kg DQObiod/m3

Mediante la sonicación del lodo secundario, las células biológicas se rompen, haciendo que haya más material orgánico disuelto, biológicamente disponible para la desnitrificación

DQO biodegradable está disponible	53%	
DQO biodegradable disponible para desnitrificar	6,77	kg DQObiod/m3

Determinación del equipo necesario

Caudal de fangos secundarios a desintegrar	5,59	m3/d
Caudal de fangos secundarios espesados	6,00	m3/Kw*h
Potencia del equipo necesario	0,93	Kw
Potencia del equipo adoptado	1,00	Kw

RECIRCULACION INTERNA			
La necesidad de recirculación para desnitrificación es			
R Total = (N-NTKox / N-NTK efl) - 1	72,45	428,71	%
La recirculación se produce por los recirculadores de corriente			
RECIRCULADORES DE CORRIENTE			
Ancho de canal	6,00	6,00	m
Altura de agua	5,00	5,00	m
Volumen del tanque	2.641,20	2.641,20	m^3
Concentración	4,00	4,00	kg/m^3
Sección del canal	30,00	30,00	m^2
Velocidad de flujo	0,30	0,30	m/seg
Potencia necesaria por tanque	6,60	6,60	CV
Nº de recirculadores por tanque	2,00	2,00	uds
Nº de recirculadores instalados	4,00	4,00	uds
Potencia unitaria necesaria	2,43	2,43	kW
Potencia unitaria adoptada	3,00	3,00	kW
Potencia instalada por tanque	6,00	6,00	kW
Potencia total instalada	12,00	12,00	kW
Potencia de mezcla obtenida	2,27	2,27	W/m^3
RECIRCULACION EXTERNA DE FANGOS			
Caudal medio horario	202,00	133,33	m^3/h
Caudal horario punta	484,80	320,00	m^3/h
Recirculación de fangos			
Qr = Qm*C/(Cr-C)	202,00	133,33	m^3/h
% R =Qr / Qm *100	100%	100%	
% ADOPTADO	150%	150%	
Concentración del licor mezcla	4,00	4,00	kg/m^3
Concentración del fango recirculado	8,00	8,00	kg/m^3
Caudales de recirculación teóricos	303,00	200,00	m^3/h
Nº de bombas de recirculación en servicio	2,00	2,00	uds
Nº de bombas de recirculación de reserva	1,00	1,00	uds
Nº de bombas de recirculación instaladas	3,00	3,00	uds
Caudales unitarios necesarios	151,50	100,00	m^3/h
Caudales unitarios adoptados	155,00	155,00	m^3/h
Caudal máximo en servico	310,00	310,00	m^3/h
Caudal máximo en reserva	155,00	155,00	m^3/h
Caudal total disponible	465,00	465,00	m^3/h
% de recirculación en servicio sobre Qmedio	153%	233%	
% de recirculación en reserva sobre Qmedio	77%	116%	
Tipo de bomba			Centrífuga sumergida
Caudal unitario	155,00	155,00	m^3/h
Altura manométrica	2,00	2,00	mca

CALCULO DE LA AIREACION

Independientemente de la nitrificación, el peso de Oxígeno necesario para la reducción de la DBO5 es la suma de dos componentes:

O2 para la síntesis de las células bacterianas (O_1)

O2 para la respiración celular (endogénesis) (O_2)

Oxigeno de síntesis

O2 síntesis = a * P-DBO5 * R/100 siendo :

a = Coeficiente de necesidad de oxígeno para la síntesis de la materia orgánica disuelta, Kg de O2 por Kg de DBO que depende de la edad del fango y de la carga másica.

P-DBO5 = Peso de DBO5 que entra en el reactor

R = Rendimiento en eliminación de DBO previsto

Cm	a
≤ 0,05	0,66
0,10	0,65
0,15	0,63
0,20	0,59
0,25	0,57
0,30	0,56
0,40	0,53
≥ 0,5	0,50

P-DBO5 =	1.502,88	1.648,00	kg/dia
R/100 =	0,97	0,98	
O2 síntesis = a * P-DBO5 * R/100	964,64	1.070,44	kg/dia

Oxigeno para la respiración endógena

O2 para la respiración de la masa celular =Kre*V*M Siendo

Kre = Coeficiente de respiración endógena; Kg de O2 por Kg de MLSS y dependiente de Cm

V = Volumen del reactor

M = Concentración de la masa celular en el reactor

Cm	Kre
0,05	0,041
0,10	0,067
0,15	0,080
0,20	0,092
0,25	0,100
0,30	0,109
0,40	0,118
0,50	0,123
0,60	0,128
0,70	0,131
0,80	0,133
1,00	0,136

V =	5.282,40	5.282,40	m^3
M=	4,00	4,00	kg/m^3
O2 para la respiración de la masa celular =	1.162,13	1.162,13	kg/dia
Necesidad MEDIA total de O2	2.126,76	2.232,57	kg/dia
O2/Kg DBO5 eliminada	1,54	1,42	
O2/Kg DBO5 entrada	1,42	1,35	

OXIGENO PARA NITRIFICACION-DESNITRIFICACION

El Oxigeno necesario para la nitrificación y la desnitrificación es la diferencia entre dos componentes.
Componente 1º. Oxígeno necesario para la oxidación total del amoniaco y del nitrógeno orgánico. ON1
Componente 2º. Oxígeno recuperado por la desnitrificación de nitritos y nitratos a nitrógeno elemental. (gas). ON2

Nitrificación

ON1 = b * NTKox

b =	4,57	4,57	kg O_2 / kg N-NTKox
NTKox =	125,41	253,78	kg/dia
ON1 =	573,12	1.159,79	kg O_2/dia

Desnitrificación

ON2 = d * N-NO3 red.

d =	2,80	2,80	kg O_2 / kg N-NO_3 red
N-NO3red =	72,91	231,07	kg/dia
ON2 =	204,16	647,00	kg O_2/dia

BALANCE DE LAS NECESIDADES MEDIAS TEORICAS DIARIAS DE OXIGENO

Síntesis	964,64	1.070,44	kg O_2/dia
Respiración endógena	1.162,13	1.162,13	kg O_2/dia
Nitrificación	573,12	1.159,79	kg O_2/dia
Desnitrificación	-204,16	-647,00	kg O_2/dia
TOTAL	2.495,72	2.745,36	kg O_2/dia
	1,66	1,67	

BALANCE DE LAS NECESIDADES MEDIAS TEORICAS HORARIAS DE OXIGENO

Síntesis	40,19	44,60	kg O_2/h
Respiración endógena	48,42	48,42	kg O_2/h
Nitrificación	23,88	48,32	kg O_2/h
Desnitrificación	-8,51	-26,96	kg O_2/h
TOTAL	103,99	114,39	kg O_2/h

Cálculo de necesidades de O2 por puntas

Punta de Caudal =	2,40	2,40	1,08
Punta de DBO5 teórica =	1,50	1,50	0,83
Punta de DBO5 efectiva =0,45 Pq + 0,55 Pc=	1,91	1,91	1,91

BALANCE DE LAS NECESIDADES PUNTAS TEORICAS DIARIAS DE OXIGENO

Síntesis	1.837,63	2.039,19	kg O_2/dia
Respiración endógena	1.162,13	1.162,13	kg O_2/dia
Nitrificación	1.091,79	2.209,40	kg O_2/dia
Desnitrificación	-388,92	-1.232,54	kg O_2/dia
TOTAL	3.702,63	4.178,18	kg O_2/dia
	2,46	2,54	

BALANCE DE LAS NECESIDADES PUNTAS TEORICAS HORARIAS DE OXIGENO

Síntesis	76,57	84,97	kg O_2/h
Respiración endógena	48,42	48,42	kg O_2/h
Nitrificación	45,49	92,06	kg O_2/h
Desnitrificación	-16,21	-51,36	kg O_2/h
TOTAL	154,28	174,09	kg O_2/h

CAPACIDAD DE OXIGENACION

El aporte específico de los sistemas de aireación se establece en condiciones standard de laboratorio, por lo que es necesario calcular la capacidad real de oxigenación requerida, OC

$$OC = OR*Cs10(Cs-Cl)^{-1} * (D10/DT)^{1/2} * (Po/Ph)* a^{-1}$$

siendo :

Cs10 =Concentración de la saturación de oxígeno de agua pura a 10 °C =	11,33	11,33	mg/l
Cs = Concentración de la saturación de oxígeno en el reactor a la temperatura del licor mezcla; en nuestro caso T=	12,00	12,00	°C
Cs = b * Cst			
b =	0,95	0,95	
Cst =	8,95	8,95	
Cs =	8,50	8,50	
Cl = Concentración de O2 a mantener en el licor mezcla =	2,00	2,00	mg/l
$(Cs-Cl)^{-1}$ =	0,15	0,15	
D10 y DT = Coeficientes de difusión de O2 a 10°C y T de cálculo.			
$(D10/DT)^{1/2}$ =	0,80	0,80	
Po = Presión atmosférica al nivel del mar =	760,00	760,00	mm Hg
Ph = Presión atmosférica a la altura de la EDAR. 1 mm Hg menos por cada 11 m. de altura sobre el nivel del mar			
Altura de la EDAR	600,00	600,00	m
Ph =	705,45	705,45	mm Hg
Po/Ph =	1,08	1,08	
a = Coeficiente de intercambio entre MLSS y agua pura =			
para difusores; a =	0,75	0,75	
1/a =	1,33	1,33	
OC = OR *	2,00	2,00	
OR / OC =	0,50	0,50	
Aplicando este cociente a las necesidades de O2			3,33
Necesidad media teórica diaria	4.997,12	5.496,95	kg O_2/dia
Necesidad media teórica horaria	208,21	229,04	kg O_2/h
			4,93
Necesidad punta teórica diaria	7.413,67	8.365,64	kg O_2/dia
Necesidad punta teórica horaria	308,90	348,58	kg O_2/h

SISTEMA DE AIREACION

CALCULO DE LOS DIFUSORES

Difusores de burbuja fina de membrana

El aire atmosférico contiene un 20,9% de Oxigeno en volumen (23,9% en peso. Su densidad es de 1,248 Kg/M3 a 10ºC y a presión atmosférica.

Peso de O2 / M3 de aire =	0,30	0,30	kg O_2/m^3 aire

El rendimiento de los difusores de membrana de burbuja elegidos depende de la profundidad de sumergencia y del caudal de aire suministrado por difusor.

	Q unitario	Q unitario	Rto en %/m. De profur
Nm^3/h	2,00	2,00	5,90
Nm^3/h	3,00	3,00	5,50
Nm^3/h	4,00	4,00	5,10
Nm^3/h	5,00	5,00	4,70
Caudal unitario adoptado =	4,00	4,00	Nm^3/h
Altura de agua del reactor =	5,00	5,00	m
Altura de agua sobre el difusor =	4,75	4,75	m
Rendimiento estimado =	24,23	24,23	%
Rendimiento adoptado =	***24%***	***24%***	

NECESIDADES DE AIRE

Media horaria =	2.891,85	3.181,10	Nm^3/h
Punta horaria =	4.290,32	4.841,34	Nm^3/h

SOPLANTES

Nº de soplantes en servicio =	2,00	2,00	Uds
Nº de soplantes de reserva =	1,00	1,00	Uds
Nº de soplantes instaladas =	3,00	3,00	Uds
Caudal unitario necesario =	2.145,16	2.420,67	Nm^3/h
Caudal unitario adoptado =	2.000,00	2.000,00	Nm^3/h
Caudal total en servicio =	4.000,00	4.000,00	Nm^3/h
Caudal en reserva =	2.000,00	2.000,00	Nm^3/h
Caudal total disponible =	6.000,00	6.000,00	Nm^3/h

DIFUSORES

Caudal unitario estimado =	4,00	4,00	Nm^3/h
Nº de difusores necesarios =	1.000,00	1.000,00	Uds
Nº de difusores instalados =	1.152,00	1.152,00	Uds
Nº de difusores por reactor =	576,00	576,00	Uds
Caudal real unitario a Qpunta	3,47	3,47	Nm^3/h
Caudal real unitario a Qmedio	2,51	2,76	Nm^3/h

ELIMINACION BIOLOGICA DEL FOSFORO

La EDAR de Toro se diseñó previendo una eliminación parcial del fósoforo por via biológica. Para ello se construyo una cámara anaerobia, (selector), previa al tratamiento biológico en el que se produce el desarrollo de la cepa bacteriana acinetobacter que posibilita la eliminación biológica del Fósforo. Los fangos biológicos se recircularán directamente a esta cámara en la que se mezclará con los fangos recirculados.

Todos los investigadores independientes recalcan el carácter relativamente aleatorio del proceso, por lo que la eliminación biológica del Fósforo debe considerarse como un medio de economizar reactivos de precipitación química, existiendo la posibilidad de recurrir, más o menos ocasionalmente, a una precipitación química complementaria. Por este motivo añadimos los equipos de dosificación y almacenamiento de Cloruro Férrico como sistema complementario y alternativo de emergencia.

ESTUDIO DEL SELECTOR EXISTENTE

CAUDALES			
Caudal diario	**4.848,00**	**3.200,00**	m^3/d
Caudal promedio	202,00	133,33	m^3/h
Caudal punta	**484,80**	320,00	m^3/h
DBO5			
Carga diaria de entrada	1.502,88	**1.648,00**	kg/dia
Concentración de entrada	**310,00**	**515,00**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	121,20	80,00	kg/dia
Concentración máxima de salida	**25,00**	**25,00**	mg/l
Carga diaria eliminada	1.381,68	1.568,00	kg/dia
P			
Carga diaria de entrada	48,48	57,60	kg/dia
Concentración de entrada estimada	**10,00**	**18,00**	mg/l
Carga diaria máxima de salida	9,70	6,40	kg/dia
Concentración máxima de salida	**2,00**	**2,00**	mg/l
Carga diaria eliminada	**38,78**	**51,20**	kg/dia
Rendimiento mínimo exigido	0,80	0,89	
Rendimiento mínimo porcentual exigido	0,80	0,89	

Reduccion del fósforo por asimilación de los fangos activos

Concentración DBO5 de entrada al biologico	310,00	515,00	mg/l
Fbs = 0,33 para agua decantada / 0,.24 para agua no decantada 0,24	0,24	0,24	
DBO5 rápidamente biodegradable (DBO5r)	74,40	123,60	mg/l
Recirculación	1,20	1,20	
DBO5 rápidamente biodegradable a deducir de la que entra en el reactor anaerobio por posible presencia, aún en muy bajas concentraciones, de oxígenos y	4,65	7,73	mg/l
DBO5 rápidamente biodegradable en el reactor anaerobio (DBO5ran = (DBO5r- 8) / (1+R):	31,70	52,67	mg/l

El factor de propensión Pf de Marais, viene dado por la expresión: Pf = (DBO5ran - 13) x fxa , siendo fxa la fracción de fangos activados en fase anaerobia con relación a la masa total de fangos. Los valores recomendados por Marais son los siguientes:

DBO5 (disuelta) < 135 mg/litro fxa: 0,20 a 0,25
135 mg/litro < DBO5 d < 230 mg/litro fxa: 0,15 a 0,20
DBO5 d > 230 mg/litro fxa: 0,10 a 0,15

En nuestro caso, podemos suponer DBO5 d = 2/3 de la DBO5 de entrada:	206,67	343,33	mg/l

En el selector se producen condiciones favorables para que los microorganismos acumulen mas Fósforo en sus células que otros microorganismos en condiciones aerobias. Esto significa que una gran parte del contenido de Fósforo en las aguas residuales se puede incorporar a los fangos, reduciendo así la cantidad de productos químicos utilizada en la precipitación.

En el selector, las aguas residuales pretratadas se mezclan con los fangos biológicos recirculados. Esto da como resultado una alta carga de fangos, que promueve el desarrollo de los microorganismos con una buena capacidad de sedimentación de los fangos. Al mismo tiempo, la absorción / degradación del substrato que se produce limita el desarrollo de microorganismos filamentosos y reduce con eficacia el riesgo de grandes volúmenes de fango.

SELECTOR			
Nº de líneas adoptadas	2,00	2,00	ud
Altura util	5,00	5,00	m
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	5,50	5,50	m
Tiempo de retención de cálculo a caudal medio	150,00	150,00	min
Volumen de cálculo	505,00	333,33	m^3
Dimensiones del SELECTOR EXISTENTE			
Largo	7,00	7,00	m
Ancho	7,00	7,00	m
Superficie adoptada	49,00	49,00	m^2
Volumen adoptado	245,00	245,00	m^3
Tiempo de retención real a caudal medio	145,54	220,50	min

Potencia para agitación

Para determinar la potencia necesaria para mantener en suspensión los sólidos del licor mixto, utilizaremos la siguiente expresión: P = 8,125 ln M - 48,75 =

Siendo M =	1.500,00	1.500,00	mg/l
P =	10,67	10,67	W/m^3
Pt =	2.614,13	2.614,13	W
Nº de agitadores instalados	2,00	2,00	ud
Potencia unitaria	1.500,00	4.500,00	W
Potencia total	3.000,00	9.000,00	W
Volumen total de la cámara anaerobica	**490,00**	**490,00**	**m^3**
Tiempo total de retención a caudal medio	2,43	3,68	h

Cálculo del P eliminado

Volumen Oxico + Anóxico del reactor biológico	5.282,40	5.282,40	m^3
Volumen total de la cámara anaerobica	490,00	490,00	m^3
Volumen total del reactor (Anaerobico+Anoxico+Oxico)	5.772,40	5.772,40	m^3
fxa adoptado	8,49%	8,49%	
Pf = (DBO5ran - 13) * fax	1,59	3,37	mg/l
Edad del fango adoptada en el reactor	19,12	16,84	dias
PD = Fósforo eliminado biológicamente (gr de P/100 gr de DBO5 eliminada)			
PD =(0,35 -0,29 x e^(-0,40 Pf)) x 71/(1+0,16 Ef)	6,06	6,72	gr P/100 grDBO5
DBO5 eliminada	285,00	490,00	mg/l
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa activa)	17,28	32,95	mg/l
P contenido en la materia orgánica inerte			
P MOI = (0,034 / (0,16+1/Ef))+0,225	0,39	0,38	gr P/100 grDBO5
P máximo que podría eliminarse biologicamente (masa inerte)	1,10	1,86	mg/l
P entrada	10,00	18,00	mg/l
P salida	2,00	2,00	mg/l
Fangos biologicos en exceso	1.105,34	1.254,40	kg/dia
Kg de P que salen con los fangos en exceso	89,10	111,40	kg/dia
P eliminado con los fangos en exceso	0,08	0,09	kg P /kg Fe
P en el efluente debido a los SS	2,42	2,66	mg/l
P decantable en decantación secundaria	1,00	1,80	mg/l
P en el efluente	1,42	0,86	mg/l
Rendimiento de eliminación biológica del P	85,8%	95,2%	

ELIMINACION DEL FOSFORO POR VIA QUIMICA
DOSIFICACION CLORURO FERRICO

Al objeto de obtener una concentración máxima de 2 mg/l de P en el efluente, se proyecta una instalación de almacenamiento y dosificación de cloruro férrico para su utilización en caso de emergencia.

Cargas de P en el agua bruta			
Concentración de P en agua bruta	10,00	18,00	mg/l
Carga de P en agua bruta	48,48	57,60	kg/dia
Cargas de P en el efluente tratado			
(p) Concentración de P en el efluente trata	2,00	2,00	mg/l
Cargas de P en el efluente tratado	9,70	6,40	kg/dia
Reduccion del fósforo por asimilación de los fangos activos			
(a) P sedimentable (10%)	1,00	1,80	mg/l
DBO5 eliminada	1.381,68	1.568,00	kg/dia
Fangos biologicos en exceso	1.105,34	1.254,40	kg/dia
% de MV de los Fangos en exceso	65%	65%	
MV de los Fangos en exceso	718,47	815,36	kg/dia
P eliminado con los fangos biológicos en exceso. Para una Ef de 18 dias y con nitrificación-desnitrificación =	1,20	1,20	gr P/100 grDBO
P eliminado con los Fe	16,58	18,82	kg/dia
(b) P eliminado con los Fe	3,42	5,88	mg/l
% respecto a la MV de los fangos biológico	1,50%	1,50%	
(c) P eliminado con los SS del efluente	0,53	0,53	mg/l
Cantidad de fósforo a eliminar por via quimica			
P -p-(a)-(b)+(c)	4,11	8,85	mg/l
Cantidad de P eliminada	19,90	28,30	kg/dia
Precipitación quimica			
P a precipitar quimicamente	19,90	28,30	kg/dia
Producto a emplear	Cloruro férrico		
Datos del producto			
Forma de suministro	liquido		
Tipo de reactivo	cloruro férrico		
Riqueza	40%	40%	
Densidad	1,43	1,43	
Tipo de suministro	camión cisterna		

Dosificación			
Dosificación media (mol Fe/mol P a elimina	1,50	1,50	mol/mol
Peso molecular del Fe	55,80	55,80	gr/mol
Peso molecular del Cl3Fe	162,50	162,50	gr/mol
Peso molecular del P	31,00	31,00	gr/mol
Peso molecular del FePO4	150,80	150,80	gr/mol
Peso molecular del Fe(OH)3	106,80	106,80	gr/mol
Relación molar en peso Fe/P	1,80	1,80	kg/kg
Kg Fe / Kg P eliminado	2,91	2,91	kg/kg
Dosificación media de Fe	53,73	76,42	kg/dia
Dosificación media de Cl3Fe puro	156,48	222,55	kg/dia
Dosificación media de CL3Fe comercial	391,20	556,38	kg/dia
=	16,30	23,18	kg/h
Consumos horarios de producto comercial			
Caudal de dosificación medio	11,44	16,27	l/h
Producto comercial consumido	274,53	390,44	l/dia
Autonomía requerida a dosis máxima	15,00	15,00	dias
Almacenamiento requerido	4.117,89	5.856,62	l
Almacenamiento			
Forma de suministro	camión cisterna		
Estado de suministro	líquido		
Sistema de trasvase	Bombeo		
Nº de bombas a instalar	1,00	1,00	Ud
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	Ud
Caudal unitario	10.000,00	10.000,00	l/h
Altura manométrica	10,00	10,00	m.c.a.
Potencia unitaria	1,00	1,00	kW
Sistema de almacenamiento	sito cilíndrico vertical		
Nº de depósitos a instalar	1,00	1,00	Ud
Nº de depósitos en servicio	1,00	1,00	Ud
Material	PRFV	PRFV	
Dimensiones			
Diámetro	2,00	2,00	m
Altura	3,50	3,50	m
Capacidad unitaria	10,99	10,99	m^3
Capacidad total	10,99	10,99	m^3
Tiempo real de almacenamiento	40,03	28,15	dias
Control de nivel	de nivel con interruptor de mínima con alarma		
Dosificación			
Tipo de dosificación	volumétrica		
Control	porcional al caudal		
Dosificador	nba de membrana		
Nº de unidades a instalar	2,00	2,00	Ud
Nº de unidades en servicio	1,00	1,00	Ud
Caudal medio unitario necesario	11,44	16,27	l/h
Caudalmáximo unitario adoptado	30,00	30,00	l/h
Altura manométrica	30,00	30,00	mca
Potencia unitaria	25,00	25,00	W
Diámetro conducción	25,00	25,00	mm

PRODUCCION DE FANGOS DEBIDO A LA PRECIPITACION DEL P

Peso de fósforo a eliminar medio:	19,90	28,30	kg/d
Moles del fósforo eliminados:			
X x 1000 gr/d / 31 gr/mol	641,97	913,03	moles/d
Moles PO4Fe formados:	641,97	913,03	moles/d
Peso de PO4Fe formado (151 gr/mol):	96,94	137,87	kg/d
Moles Fe (OH)3 formados*:	641,97	913,03	moles/d
Peso de Fe (OH)3 formado (106,8 gr/mol):	68,56	97,51	kg/d
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	165,50	235,38	kg/día
Concentración:	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen diario:	20,69	29,42	m^3/d

DECANTACION SECUNDARIA

Nº de lineas	2,00	2,00	ud
Caudal medio horario	202,00	133,33	m^3/h
Caudal punta horario	484,80	320,00	m^3/h
Caudal medio por decantador	101,00	66,67	m^3/h
Caudal punta por decantador	242,40	160,00	m^3/h

CALCULO SEGÚN LA NORMA ALEMANA ATV-A131

DIAMETRO

qSV =	carga volumértrica de fangos	450,00	450,00	$l/m^2/h$
SVI =	indice volumétrico de fangos	125,00	125,00	ml/gr
M =	concentración en el reactor	4,00	4,00	mg/l
CSV = M x SVI	volumen comparativo de fangos	500,00	500,00	l/m^3
qA = qSV / CSV =	carga hidraulica	0,90	0,90	$m^3/m^2/h$
RV =	relación de recirculación	1,00	1,00	
DSRS =	concentración de fangos recirculados	8,00	8,00	g/l
DSTF =	concentración de fangos en el fondo decantador	8,89	8,89	g/l
tE = (DSTF x SVI /1000)^3 =	tiempo de estancia	1,37	1,37	h
C = 300 tE + 500 =	Concentración Empírica	911,52	911,52	l/m^3

S = Qp / qA	Superficie unitaria mínima necesaria	269,33	177,78	m^2
Di =	Diámetro estricto unitario	18,52	15,05	m
Nº de decantadores		2,00	2,00	ud
Diámetro adoptado		19,00	19,00	m
Superficie unitaria real adoptada		283,39	283,39	m^2
Carga hidraulica real a caudal medio		0,36	0,24	$m^3/m^2/h$
Carga hidraulica real a caudal punta		0,86	0,56	$m^3/m^2/h$

ALTURA

El calado del decantador a 1/3 del centro es la suma de las siguientes alturas

h1 =	valor constante	0,50	0,50 m
h2 = altura de la zona de separación de sólidos			
h2 = 0,5qA(1+RV)/(1-CSV/1000)		1,71	1,13 m
h3 = altura de seguridad por lluvias			
h3 = 0,45qSV(1+RV)/500		0,81	0,81 m
h4 =	altura de la zona de espesamiento		
H4 = qSV x te x (1+RV) / C		1,35	1,35 m
Con estos valores obtenemos	HT =	4,38	3,79

Teniendo en cuenta que existe un aliviadero de pluviales no consideramos h3

	HT =	3,57	2,98 m

En vertical de vertedero con pendiente en el fondo de un 10%

H_{vert}		3,25	2,67
Unidades instaladas		2,00	2,00 Ud
Diámetro adoptado		19,00	19,00 m
Altura bajo vertedero adoptada		4,00	4,00 m
Tipo de decantador		Rasquetas	Rasquetas
Superficie unitaria		283,39	283,39 m^2
Volumen unitario por decantador		1.223,28	1.223,28 m^3
Longitud vertedero		59,69	59,69 m
Velocidad ascensional real a caudal medio		0,36	0,24 m/h
Velocidad ascensional real a caudal máximo		0,86	0,56 m/h
Tiempo de retención a caudal medio		12,11	18,35 h
Tiempo de retención a caudal medio necesario		> 3,5	> 3,5 h
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal medio		1,43	0,94 $kg/m^2/h$
Carga s. por unid. de superficie nec. a caudal medio exigida		<2	<2 $kg/m^2/h$
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal punta		3,42	2,26 $kg/m^2/h$
Carga sólidos por unidad de superficie a caudal punta exigida		< 4	< 4 $kg/m^2/h$
Carga sobre vertedero a caudal medio	< 5	1,69	1,12 $m^3/ml\ h$
Carga sobre vertedero a caudal punta	< 10	4,06	2,68 $m^3/ml\ h$

BOMBEO DE ESPUMAS Y FLOTANTES

Sistema de barrido	Barredor superficial adosado al puente del dec.		
Sistema de recogida	Tolva		
Sistema de evacuación	A concentrador de grasas		
Tipo de bomba	Centrifuga sumergible		
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00	ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	uds
Caudal unitario	10,00	10,00	m^3/h
Altura manometrica	10,00	10,00	m.c.a.
Destino de las espumas y flotantes	Concentrador de grasas		

TRATAMIENTO DE FANGOS

BALANCE DE FANGOS EN EXCESO

FANGOS EN EXCESO DERIVADOS DE LA DBO	DISEÑO	REAL	
Peso de DBO5 que entran al biológico	1.502,88	1.648,00	kg/dia
Peso de DBO5 que sale del biológico	121,20	80,00	kg/dia
Peso de DBO5 eliminada	1.381,68	1.568,00	kg/dia
Fangos biológicos en exceso	1.105,34	1.254,40	kg/dia
Concentración del fango purgado del decantador 2º	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos biológicos purgados	138,17	156,80	m^3/dia
FANGOS DERIVADOS DE LA ELIMINACION DEL P			
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	165,50	235,38	kg/dia
Concentración del fango purgado	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos debidos a la eliminación del P	20,69	29,42	m^3/dia
BOMBEOS DE FANGOS			
Volumen de fangos a purgar	158,86	186,22	m^3/dia
Lugar de envio	Espesamiento por gravedad		
Forma de envio	Bombeo		
Tipo de bomba	Centrifuga sumergible		
Tiempo de purga	12,00	12,00	h/d
Nº de bombas en servicio	1,00	1,00	ud
Nº de bombas de reserva	1,00	1,00	ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	ud
Caudal de purga teórico	13,24	15,52	m^3/h
Caudal mínimo de la bomba	13,24	15,52	m^3/h
Caudal de la bomba existente	15,00	15,00	m^3/h
Altura manométrica	10,00	10,00	mca
Sistema de control	Temporizado-programado		

ESPESAMIENTO DE FANGOS			
Tipo de espesador	Por gravedad		
Fangos a espesar	1.270,84	1.489,78	kg/dia
Concentración promedia	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen de fangos a espesar	158,86	186,22	m^3/dia
Caudal de espesamiento horario	15,00	15,00	m^3/h
PARAMETROS DE CALCULO			
Carga de sólidos <	30,00	30,00	kg/m^2/dia
Carga hidraulica <	0,45	0,45	m^3/m^2/h
Tiempo de retención de fangos >	24,00	24,00	h
Concentración fango espesado <	30,00	30,00	gr/l
Número de espesadores	1,00	1,00	ud
Tipo = rasquetas con picket-fence vertical central			
Accionamiento = central			
Superficie minima necesaria	42,36	49,66	m^2
Por carga hidraulica	33,33	33,33	m^2
Por carga de sólidos	42,36	49,66	m^2
Diametro mínimo necesario	7,35	7,95	m
Diámetro adoptado	8,50	8,50	m
Superficie real unitaria	56,72	56,72	m^2
Superficie real	56,72	56,72	m^2
Carga de sólidos máxima real	22,41	26,27	kg/m^2/dia
Carga hidraulica real	0,26	0,26	m^3/m^2/h
Pendiente del fondo	13,00	13,00	%
Volumen a tratar	158,86	186,22	m^3/dia
Concentración de fangos espesados	30,00	30,00	kg/m^3
Concentración promedia	15,00	15,00	kg/m^3
Volumen total necesario	127,08	148,98	m^3
Volumen unitario necesario	127,08	148,98	m^3
Altura util mínima	2,24	2,63	m
Altura util adoptada	4,00	4,00	m
Altura de resguardo	0,50	0,50	m
Altura total	4,50	4,50	m
Capacidad real unitaria	237,31	237,31	m^3
Capacidad real total	237,31	237,31	m^3
Tiempo de retención hidraúlico	1,49	1,27	dias
Tiempo de retención de sólidos	2,80	2,39	dias
Volumen de fangos espesados	42,36	49,66	m^3/dia
Concentración del fango espesado	30,00	30,00	kg/m^3
PRODUCCION DE SOBRENADANTES			
Volumen de sobrenadante de los espesadores	116,49	136,56	m^3/m^2/h
Destino de los sobrenadantes	Red de sobrenadantes		

DESHIDRATACION DE FANGOS			
Peso de fangos a deshidratar	1.270,84	1.489,78	kg/día
Concentración de entrada	30,00	30,00	kg/m^3
Volumen de fangos deshidratar	42,36	49,66	m^3/día
Días semanales de secado	5,00	5,00	días/semana
Horas diarias de secado	8,00	8,00	h/día
Carga de fangos los días útiles	1.779,18	2.085,69	kg/día
Carga horaria	222,40	260,71	kg/h
Volumen horario	7,41	8,69	m^3/h
BOMBEO			
EXISTENTE			
Tipo	Tornillo helicoidal		
Nº de bombas en servico	2,00	2,00	Ud
nº de bombas de reserva	0,00	0,00	Ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba	3,71	4,35	m^3/h
Caudal de las bombas existentes	DE 0 A 3	DE 0 A 3	m^3/h
Regulación	Mediante variador eléctronico		
NUEVO			
Tipo	Tornillo helicoidal		
Nº de bombas en servico	1,00	1,00	Ud
nº de bombas de reserva	1,00	1,00	Ud
Nº de bombas instaladas	2,00	2,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba	3,71	4,35	m^3/h
CAUDAL DE LAS BOMBAS PROPUESTAS	DE 3 A 8	DE 3 A 8	m^3/h
Regulación	Mediante variador eléctronico		
SECADO			
Tipo de secado	Centrifuga		
EXISTENTES			
Nº de centrífugas en servico	2,00	2,00	Ud
Nº de centrífugas de reserva	0,00	0,00	Ud
Caudal unitario necesario de centrifuga	3,71	4,35	m^3/h
Caudal unitario de centrifugaS EXISTENTES	3,50	3,50	m^3/h
NUEVA			
Nº de centrífugas a instalar	1,00	1,00	Ud
Caudal unitario necesario de centrifuga	3,91	5,19	m^3/h
CAUDAL DE LA NUEVA CENTRIFUGA PROPUES	6,00	6,00	m^3/h

La nueva centrífuga proyectada es capaz de deshidratar la totalidad de los fangos junto con una de las centrífugas existentes. Esto nos permitirá mantener una de ellas en reserva; lo cual es muy conveniente debido al desgaste que presenta por los años en servicio.

BOMBEO DE FANGOS SECOS			
Peso de fangos a secar por dia util	1.779,18	2.085,69	kg/d
Volumen de fangos a secar por dia util	59,31	69,52	m^3/dia
Sequedad obtenida	25	25	%
Volumen de fangos secos por dia util	7,12	8,34	m^3/dia
Densidad de la torta	1,10	1,10	T/m^3
Peso de fangos secos por dia util	7,83	9,18	T/d
EXISTENTE			
Transporte de fangos secos	Tornillo transportador		
Impulsión a tolva	Mediante bomba de tornillo		
Nº de bombas en servico	1,00	1,00	Ud
nº de bombas de reserva	0,00	0,00	Ud
Nº de bombas instaladas	1,00	1,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba	0,48	0,48	m^3/h
Caudal de las bombas existentes	1,00	1,00	m^3/h
Regulación	Mediante variador eléctronico		
NUEVO			
Impulsión a tolva	Mediante bomba de tornillo		
Nº de bombas en servico	1,00	1,00	Ud
nº de bombas de reserva	0,00	0,00	Ud
Nº de bombas instaladas	1,00	1,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba	0,82	0,82	m^3/h
Caudal de la bomba propuesto	1,50	1,50	m^3/h
Regulación	Mediante variador eléctronico		
ALMACENAMIENTO DE FANGOS SECOS			
Destino del fango seco	Tolva		
Capacidad de almacenamiento	3,00	3,00	días
Volumen necesario de almacenamiento	21,35	25,03	m^3
Nº de silos	1,00	1,00	Ud
Capacidad de cada silo necesario	21,35	25,03	m^3
Volumen del silo existente	15,00	15,00	m^3
VOLUMENDEL SILO PROPUESTO	50,00	50,00	m^3
Sobrenadantes del secado	52,19	61,18	m^3/dia
Horas de producción	8,00	8,00	
Caudal horario	6,52	7,65	
Destino	Tratamiento de escurridos		

ACONDICIONAMIENTO DEL FANGO			
FLOCULACION PREVIA			
Peso de fangos por dia util	1.779,18	2.085,69	kg/d
Reactivo :	Polielectrolito		
Dosis media	5,00	5,00	kg/tn MS
Dosis máxima	6,00	6,00	kg/tn MS
Consumo medio diario	8,90	10,43	kg/dia
Consumo máximo diario	10,68	12,51	kg/dia
Horas de funcionamiento	8,00	8,00	h/dia
Consumo medio horario	1,11	1,30	kg/h
Consumo máximo horario	1,33	1,56	kg/h
Concentración de la solución madre	0,50	0,50	%
Consumo de solución madre medio diario	1.779,18	2.085,69	l/dia
Consumo de solución madre máximo diario	2.135,02	2.502,83	l/dia
Consumo de solución madre medio horario	222,40	260,71	l/h
Consumo de solución madre máximo horario	266,88	312,85	l/h
Dilución en la linea de dosificación	0,10	0,10	%
EQUIPO DE DOSIFICACION	1,00	1,00	ud
Unidad compacta de preparación y dosificación			
Numero de unidades compactas	1,00	1,00	uds
Capacidad de la unidad compacta existente	700,00	700,00	l
CAPACIDAD DE LA UNIDAD PROPUESTA	2.000,00	2000	L
Dosificación			
Tipo de bomba	Tornillo helicoidal		
Nº de bombas dosificadoras en servicio	1,00	1,00	uds
Nº de bombas dosificadoras de reserva	1,00	1,00	uds
Nº de bombas dosificadoras instaladas	2,00	2,00	uds
Caudal nominal unitario mínimo	266,88	312,85	l/h
Caudal nominal unitario existente	156,00	156,00	l/h
CAUDAL DE LAS BOMBAS PROPUESTAS	de 50 a 500	de 50 a 500	m^3/h
Regulación	Mediante variador de velocidad		

TRATAMIENTO DE ESCURRIDOS				
CAUDALES		**DISEÑO**	**REAL**	
Caudal diario de escurridos a tratar		52,19	61,18	m3/d
Caudal promedio de escurridos a tratar		2,17	2,55	m3/h
Caudal punta		6,52	7,65	m3/h
BOMBEO DE ESCURRIDOS				
Tipo	Bomba sumergible			
N° de bombas en servico		1,00	1,00	Ud
n° de bombas de reserva		1,00	1,00	Ud
N° de bombas instaladas		2,00	2,00	Ud
Caudal máximo a bombear por bomba		6,52	7,65	m^3/h
Caudal adoptado		10,00	10,00	m^3/h
Altura manométrica		10,00	10,00	mca
DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE ESCURRIDOS				
N° de módulos		1,00	1,00	Ud
Caudal de tratamiento		15,00	15,00	m3/h
CAMARA DE MEZCLA RAPIDA				
Tiempo de residencia en mezcla		60,00	60,00	seg
Capacidad mínima de la cámara		0,25	0,25	m3
Dimensiones útiles de la cámara:				
Longitud		1,00	1,00	m
Anchura		1,00	1,00	m
Altura util		0,50	0,50	m
Capacidad real unitaria		0,50	0,50	m3
Tiempo de residencia real en mezcla rápida		120,00	120,00	seg
Ratio de Potencia de mezcla necesaria		500,00	500,00	W/m3
Potencia mínima a instalar en cada cámara		250,00	250,00	W
N° de agitadores a instalar		1,00	1,00	ud
Tipo de hélice	perfil axial			
Potencia unitaria adoptada		250,00	250,00	w
Ratio de Potencia de mezcla adoptada		500,00	500,00	W/m3
CAMARA DE FLOCULACION				
Tiempo de residencia en floculación		10,00	10,00	min
Capacidad mínima de la cámara		2,50	2,50	m3
Dimensiones útiles de la cámara:				
Longitud		1,50	1,50	m
Anchura		1,50	1,50	m
Altura util		1,50	1,50	m
Capacidad real unitaria		3,38	3,38	m3
Tiempo de residencia real en mezcla rápida		13,50	13,50	min
Ratio de Potencia de mezcla necesaria		20,00	20,00	W/m3
Potencia mínima a instalar en cada cámara		67,50	67,50	W
N° de agitadores a instalar		1,00	1,00	ud
Tipo de hélice	perfil axial			
Potencia unitaria adoptada		180,00	180,00	w
Ratio de Potencia de mezcla adoptada		53,33	53,33	W/m3

DECANTACION

CRITERIOS DE DISEÑO

Nº de decantadores	1,00	1,00	Ud
Caudal de tratamiento	15,00	15,00	m3/h
Carga hidráulica de diseño <	0,60	0,60	m3/m2/h
Angulo de montaje de las lamelas	60,00	60,00	° al horizonte

La superficie proyectada de lamelas se define por:

Sp =	Sn * cos ß	
cos ß =	0,50	0,50
sen ß =	0,87	0,87

en donde:

Sp =	superficie proyectada
Sn =	superficie nominal
ß =	ángulo de las lamelas al horizonte

Superficie total proyectada necesaria	25,00	25,00	m2
Superficia nominal total necesaria	49,95	49,95	m2
Lamelas a emplear	Prefabricadas en paquetes autoportantes		
Materia de construcción		PVC	
Longitud de las lamelas	1,10	1,10	m
Separación de las lamelas	40,00	40,00	mm
Superficie nominal de las lamelas	22,00	22,00	m2/m3
Superficie proyectada de las lamelas	11,01	11,01	m2/m3
Volumen unitario de lamelas necesario	2,27	2,27	m3

Caracteristicas de las placas

Ancho	1,50	1,50	m
Altura	1,10	1,10	m

DEFINICION DEL DECANTADOR PROYECTADO

Forma del decantador	Rectangular		
Dimensiones interiores del decantador:			
Ancho util del decantador		1,50	1,50 m
Longitud mínima necesaria		1,38	1,38 m
Longitud util adoptada		3,50	2,50 m
Altura de resguardo sobre canal de recogida		0,40	0,40 m
Altura util sobre lamelas		0,65	0,65 m
Altura de lamelas		0,95	0,95 m
Altura total de zona recta util		1,60	1,60 m
Altura total de zona recta		2,00	2,00 m
Altura inclinada		1,50	1,50 m
Altura total		3,50	3,50 m

PARÁMETROS DE FUNCIONAMIENTO REALES

Volumen total de lamelas adoptado		5,78	4,13 m3
Superficie total proyectada		63,58	45,42 m2
Superficie total nominal adoptada		127,05	90,75 m2
Volumen util zona recta		8,41	6,01 m3
Volumen util zona inclinada		2,63	1,88 m3
Volumen total util		11,04	7,88 m3
Carga hidráulica real adoptada		2,86	4,00 m3/m2/h
Velocidad de Hacen adoptada		0,24	0,33 m3/m2/h
Tiempo de retención adoptado		44,15	31,54 min

SISTEMA DE RECOGIDA DEL AGUA CLARIFICADA

Canales dentados			
Nº de canales por decantador		2,00	2,00 uds
Material	Polipropileno		

SISTEMA DE CONCENTRACION DE FANGOS

Mecanismo concentrador	Cuenco troncocónico		
Nº de cuencos por decantador		1,00	1,00 uds
Nº de cuencos totales		1,00	1,00 uds

SISTEMA DE EVACUACION DE FANGOS

Válvula neumática temporizada			
Nº de válvulas		1,00	1,00 ud
Diámetro		100,00	100,00 mm
Destino de los fangos	Arqueta de fangos		

REACTIVO CLORURO FÉRRICO				
Caudal diario de escurridos a tratar		52,19	61,18	m3/d
Caudal promedio de escurridos a tratar		2,17	2,55	m3/h
Caudal punta de escurridos		6,52	7,65	m3/h
Concentración de P de escurridos		350,00	350,00	mg/l
Carga total de P de entrada		18,27	21,41	Kg/d
Rendimiento de eliminación de P		90,00	90,00	%
Concentración de P de salida		35,00	35,00	mg/l
Cantidad de P de salida		1,83	2,14	Kg/d
Cantidad de P a eliminar		16,44	19,27	Kg/d
Datos del producto				
Sistema de eliminación	Precipitación química			
Producto a emplear	Cloururo férrico			
Riqueza		40%	40%	
Densidad		1,43	1,43	
Tipo de suministro				
Dosificación				
Dosificación media (mol Fe/mol P a eliminar)		1,50	1,50	mol/mol
Peso molecular del Fe		55,80	55,80	gr/mol
Peso molecular del Cl		35,45	35,45	gr/mol
Peso molecular del Cl3Fe		162,15	162,15	gr/mol
Peso molecular del P		31,00	31,00	gr/mol
Peso molecular del FePO4		150,80	150,80	gr/mol
Peso molecular del Fe(OH)3		106,80	106,80	gr/mol
Relación molar en peso Fe/P		1,80	1,80	kg/kg
Kg Fe / Kg P eliminado		2,70	2,70	kg/kg
Dosificación media de Fe		44,39	52,03	kg/dia
Dosificación media de Cl3Fe puro		128,98	151,21	kg/dia
Dosificación media de CL3Fe comercial		322,46	378,01	kg/dia
=		13,44	15,75	kg/h
Consumos horarios de producto comercial				
Caudal de dosificación medio		9,40	11,01	l/h
Producto comercial consumido		225,50	264,35	l/dia
Autonomía requerida a dosis máxima		15,00	15,00	dias
Almacenamiento requerido		3.382,47	3.965,19	l
DEPOSITO DE ALMACENAMIENTO				
N° de depositos existentes		1,00	1,00	ud
Capacidad		20,00	20,00	m3
BOMBAS DOSIFICADORAS				
Nº de bombas dosificadoras a instalar		2,00	2,00	Ud
Tipo	Membrana			
Caudal unitario, regulable entre		30	30	l/h
Destino del reactivo	cámara de mezcla rápida			

PRODUCCION DE FANGOS

Peso de fósforo a eliminar medio:	16,44	19,27	kg/d
Moles del fósforo eliminados:			
X x 1000 gr/d / 31 gr/mol	530,31	621,67	moles/d
Moles PO4Fe formados:	530,31	621,67	moles/d
Peso de PO4Fe formado (151 gr/mol):	80,08	93,87	kg/d
Moles Fe (OH)3 formados*:	530,31	621,67	moles/d
Peso de Fe (OH)3 formado (106,8 gr/mol):	56,64	66,39	kg/d
Total fangos formados (PO4 Fe+ Fe (OH)3):	136,71	160,27	kg/día
Concentración:	8,00	8,00	kg/m^3
Volumen diario:	17,09	20,03	m^3/d
Destino de los fangos espesador			

9.6.2. E.D.A.R PUENTE DE PIEDRA

EDAR DE TORO PUENTE DE PIEDRA

DATOS BASICOS DE PARTIDA

POBLACION

Población de diseño:			500	habitantes
Dotación de agua			240,00	l/habdía

CAUDALES:

Caudal Diario			120,00	m3/día
Caudal Medio			5,00	m3/h
Caudal Punta	(BIOLOGICO)	2,5	12,50	m3/h
Caudal máximo	(PRETRATAMIENTO)	2,5	12,50	m3/h

CONTAMINACION

DBO5:			
Carga por habitante		60,00	g/hab/dia
Concentración		250,00	mg/l
Carga diaria		30,00	Kg/día
Carga puntual		1,88	Kg/h
SS totales:			
Carga por habitante		72,00	g/hab/dia
Concentración		300,00	mg/l
Carga diaria		36,00	Kg/día
Carga puntual		2,25	Kg/h
DQO			
Carga por habitante		115,20	g/hab/dia
Concentración		480,00	mg/l
Carga diaria		57,60	Kg/día
Carga puntual		3,60	Kg/h
N-NTK			
Carga por habitante		12,00	g/hab/dia
Concentración		50,00	mg/l
Carga diaria		6,00	Kg/día
Carga puntual		0,38	Kg/h
P			
Carga por habitante		2,88	g/hab/día
Concentración		12,00	mg/l
Carga diaria		1,44	Kg/día
Carga puntual		0,09	Kg/h
TEMPERATURA		12,00	°C

RESULTADOS A OBTENER

AGUA			
DBO5:	<	25,00	mg/l
DQO:	<	125,00	mg/l
SS totales:	<	35,00	mg/l
N-NTK	<	15,00	mg/l
pH, entre:		5,5 y 9	
Rendimiento neto, DBO5		90%	
FANGOS			
Reducción de volátiles en digestión		40,00	%
Estabilidad (% en peso de volátiles)		60,00	%

DIMENSIONAMIENTO DE LA E.D.A.R.
OBRA DE LLEGADA, ELEVACION Y DESBASTE
ARQUETA ANTERIOR AL POZO DE GRUESOS

COLECTOR DE ENTRADA		
Colector Este	705,65	m
Colector norte	705,65	m
Cota del terreno	707,65	m
POZO DE GRUESOS		
Carga hidraúlica a Q máximo	125,00	m3/h2/h
* Superficie mínima necesaria a Q maximo admitido	0,10	m2
Superficie adoptada	2,25	m2
* Lado (A) en la parte recta	1,50	m
* Lado (B) en la parte recta	1,50	m
* Lado (A) en el fondo	0,50	m
* Lado (B) en el fondo	0,50	m
Tiempo de retención a caudal Máximo	1,00	min.
Volumen mínimo necesario del pozo		
A Q máximo	0,21	m3
* Altura parte recta:	1,00	m
* Altura parte troncopiramidal :	0,50	m
* Volumen recto:	2,25	m3
* Volumen troncopiramidal :	0,63	m3
Volumen total adoptado	2,88	m3
Tiempo de retención a caudal máximo adoptado	13,80	min
Sistema de extracción de sólidos	Cesta	
Capacidad	1,00	M3
Tipo de accionamiento	Polipasto manual	
Destino de los residuos	Contenedor y vertedero	
Producción de residuos		
Se estima una producción ,de :	3,00	lt/hab/año
Población equivalente :	500,00	hab
Residuos obtenidos	4,11	l/dia
Nº de contenedores	1,00	Ud
Capacidad del contenedor	0,50	m3
Autonomía de almacenamiento	121,67	dias

DESBASTE PREVIO AL BOMBEO

REJILLA MANUAL

Nº de unidades instaladas		1,00	Ud
Luz libre entre barrotes		30,00	mm
Ancho de barrotes		10,00	mm
Coeficiente de paso		0,75	
Coeficiente de atascamiento		0,70	
Vmáx de paso por la reja, a Qmáximo		1,00	m/seg
Sección necesaria/línea a Qmáximo		0,01	m2
Ancho de paso		1,50	m
Calado a caudal máximo		0,00	m
Altura hasta coronación		2,00	m
Tipo de rejas	De limpieza manual		
Materiales	Barrotes de acero		
	Marco de acero		

POZO DE BOMBEO

Tiempo de retención a caudal medio	15,00	min
Capacidad util mínima requerida	1,25	m3
Dimensiones del pozo diseñado		
Largo	1,50	m
Ancho	1,50	m
Altura util	1,50	m
Capacidad util	3,38	m3

EQUIPO DE BOMBEO

Tipo de bomba	Centrifuga sumergible	
Nº de bombas en servicio	1,00	Uds
Nº de bombas de reserva	1,00	Uds
Nº de bombas instaladas	2,00	Uds
Caudal unitario necesario	12,50	m3/h
Caudal unitario adoptado	12,50	m3/h
Cota de la aspiración	704,15	m
Cota de descarga	710,15	m
Altura geométrica de elevación	6,00	m
Altura manométrica	7,00	mca
Potencia absorbida		
$P = \frac{Q(m3/h) \times H\ (m.c.a.) \times 9,81\ (}{3.600 \times rdto}$	0,34	Kw
Potencia unitaria instalada	0,50	Kw
Potencia máxima consumida	0,50	KW

TUBERIAS DE IMPULSION

Tuberias de cada bomba	D =	65,00	mm
	V =	1,05	m/seg
Material	Acero inoxidable		

MEDIDA DE CAUDAL			
Tipo	Electromagnético en tubería		
Diámetro		50,00	mm
Caudal máximo admitido en el biológico		12,50	m3/h
Caudal máximo admitido en pretratamiento		12,50	m3/h
Caudal aliviado		0,00	m3/h
Caudal máximo aliviado		12,50	m3/h
DESBASTE DE FINOS / TAMIZADO			
Equipo proyectado	tamiz rotativo		
Nº de tamices		1,00	Ud
Tambor rotativo		wedge-wire	
Longitud tambor		300,00	mm
Diámetro tambor		500,00	mm
Luz de paso		1,00	mm
Caudal máximo admitido		50,00	m3/h
Caudal nominal de funcionamiento		12,50	m3/h
Potencia del motor		0,50	Kw
Velocidad de giro		8,00	rpm
Materiales de construcción	acero inoxidable		
ALMACENAMIENTO DE RESIDUOS			
Equipo de almacenamiento	Contendor		
Tipo	Municipal		
Capacidad		800	l
DECANTADOR DIGESTOR			
Criterios de Diseño			
Nº de depósitos		1,00	Uds
Eliminación DBO5 prevista		30%	
Eliminación SS prevista		70%	
Volumen para regulación de caudales			
Caudal diario a tratar		120,00	m3/d
Caudal medio		5,00	m3/h
Caudal medio adoptado		6,00	m3/h
Caudal punta		12,50	m3/h
caudal mínimo		1,25	m3/h
Horas de caudal mínimo		6,00	h
Horas de caudal medio		8,00	h
Horas de caudal punta		10,00	h
Volumen de regulación necesario		36,50	m3

Volumen para digestión de fangos		
Caudal de recirculación de fangos secundarios en exceso	4,00	m3/h
Peso diario de materia sólida en fangos primarios retenidos	25,20	kg MS/dia
Porcentaje de materia volátil en los fangos primarios	65%	
Peso diario de materia volátil en fangos primarios	16,38	Kg MV/dia
Peso diario de materia sólida en fangos secundarios purgados	21,60	kg MS/dia
Porcentaje de materia volátil en los fangos secundarios	75%	
Peso diario de materia volátil en fangos secundarios	16,20	Kg MV/dia
Peso diario total de materia sólida retenida en el digestor	46,80	kg MS/dia
Peso diario total de materia volatil retenida en el digestor	32,58	Kg MV/dia
Eliminación de materia orgánica a largo plazo por digestión ar	80%	
Peso de materia volátil eliminado diariamente	26,06	Kg MV/dia
Luego, producción diario neto de fangos estabilizados	20,74	kg MS/dia
Concentración de fangos desarrollada a largo plazo	6%	
Equivalente a	60,00	Kg MS/m3
Acumulación diario de fangos	0,35	m3/dia
Acumulación anual de fangos	126,14	m3/afio
Periodo de digestión	60,00	dias
Volumen de digestión necesario mínimo	20,74	m3
Caracteristicas del tanque		
Nº de depósitos	1,00	Uds
Capacidad mínima para regulación de caudal	36,50	m3
Capacidad mínima para digestión	20,74	m3
Volumen total de tanque necesario mínimo	57,24	m3
Diámetro adoptado	2,50	m
Longitud total mínima	11,66	m
Longitud adoptada	12,85	m
Capacidad unitaria	63,08	m3
Capacidad útil real total	63,08	m3
Tiempo de retención hidraúlico a caudal promedio	12,62	h
Caracteristicas del Efluente del decantador-digestor		
Peso diario de DBO5 en el efluente	21,00	Kg/dia
Concentración de la DBO5 en el efluente	175,00	mg/l
Peso diario de MSS en el efluente	10,80	Kg/dia
Concentración de SS en el efluente	90,00	mg/l

BIODISCOS		
Nº de líneas	1,00	ud
Caudal diario	120,00	m3/dia
Caudal promedio horario	5,00	m3/h
Caudal medio adoptado	6,00	m3/h
Caudal punta	12,50	m3/h
Carga de DBO5	30,00	Kg DBO5/dia
Carga de SS	36,00	Kg S.S./dia
Carga de NTK	6,00	Kg NTK/dia
Concentración DBO5	250,00	mg/l
Concentración S.S.	300,00	mg/l
Concentración NTK	50,00	mg/l
Concentración N.orgánico	16,67	mg/l
Concentración N.amoniacal	33,33	mg/l
Temperatura de diseño (ºC)	12,00	
pH	7,20	
Efluente:		
DBO5	25,00	mg/l
S.S.	35,00	mg/l

Tratamiento primario. Decantador-digestor	
Eliminación DBO5 prevista	30%
Eliminación SS prevista	70%

Influente a biodiscos:		
Concentración DBO5	175,00	mg/l
Concentración S.S.	90,00	mg/l
Kss	0,50	
SDBO5	130,00	mg/l
SDBO5 salida	16,67	mg/l
K1 (g SDBO5/m2/dia) - Kte de reacción:	17,49	
Rc (g SDBO5/m2/d)	9,17	
Superficie teórica para elim. DBO5	1.482,34	m2
Factor de corrección por caract.vertido (Condiciones anaerobi	1,25	
Factor de corrección por temperatura	1,05	
Superficie para elim. DBO5	1.945,57	m2
Superficie unitaria adoptada	1.990,00	m2
Superficie total adoptada	1.990,00	m2

DECANTACION

CRITERIOS DE DISEÑO

N° de decantadores	1,00 Ud
Caudal medio adoptado	6,00 m3/h
Carga hidráulica de diseño <	0,40 m3/m2/h
Angulo de montaje de las lamelas	60,00 ° al horizonte

La superficie proyectada de lamelas se define por:

Sp = Sn * cos ß

cos ß = 0,50

sen ß = 0,87

en donde:

Sp =	superficie proyectada
Sn =	superficie nominal
ß =	ángulo de las lamelas al horizonte

Superficie total proyectada necesaria	15,00 m2
Superficia nominal total necesaria	29,97 m2

Lamelas a emplear	Prefabricadas en paquetes autoportantes
Materia de construcción	PVC
Longitud de las lamelas	1,10 m
Separación de las lamelas	80,00 mm
Superficie nominal de las lamelas	11,00 m2/m3
Superficie proyectada de las lamelas	5,51 m2/m3
Volumen unitario de lamelas necesario	2,72 m3

Características de las placas

Ancho	1,50 m
Altura	1,10 m

DEFINICION DEL DECANTADOR PROYECTADO

Forma del decantador	Rectangular
Dimensiones interiores del decantador:	
Ancho util del decantador	1,65 m
Longitud mínima necesaria	1,50 m
Longitud util adoptada	2,00 m
Altura de resguardo sobre canal de recogida	0,25 m
Altura util sobre lamelas	0,50 m
Altura de lamelas	0,95 m
Altura total de zona recta util	1,45 m
Altura total de zona recta	1,70 m
Altura inclinada	0,80 m
Altura total	2,50 m

PARÁMETROS DE FUNCIONAMIENTO REALES

Volumen total de lamelas adoptado	3,63 m3
Superficie total proyectada	19,98 m2
Superficie total nominal adoptada	39,93 m2
Volumen util zona recta	4,79 m3
Volumen util zona inclinada	0,88 m3
Volumen total util	5,67 m3
Carga hidráulica real adoptada	1,82 m3/m2/h
Velocidad de Hacen adoptada	0,30 m3/m2/h
Tiempo de retención adoptado	56,73 min

SISTEMA DE RECOGIDA DEL AGUA CLARIFICADA

Canales dentados	
Nº de canales por decantador	2,00 uds
Material	Polipropileno

SISTEMA DE CONCENTRACION DE FANGOS

Mecanismo concentrador	Cuenco troncocónico
Nº de cuencos por decantador	1,00 uds
Nº de cuencos totales	1,00 uds

SISTEMA DE EVACUACION DE FANGOS

Producción fango secundario	21,60 Kg/dia
Concentración del fango decantado	8,00 Kgr/m3
Volumen de fango purgado	2,70 m3/d
Sistema de purga	Bombeo
Tipo de bomba	Centrifuga sumergible
Nº de bombas en servicio	1,00 ud
Nº de bombas de reserva	1,00 ud
Nº de bombas instaladas	2,00 uds
Caudal unitario	8,00 m3/h
Altura manometrica	6,00 m.c.a.
Destino de los fangos	decantador-digestor

ANEJO Nº 10

CÁLCULOS HIDRAULICOS

10.1. E.D.A.R DE MEDINA DEL CAMPO

INDICE

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR 1

1.1. INTRODUCCIÓN 1

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA..... 1

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS..... 6

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR

1.1. INTRODUCCIÓN

Se realizan el cálculo de las pérdidas de carga en la EDAR de Medina del Campo, con el fin de calcular la línea piezométrica una vez introducidos los correspondientes cambios en la planta, principalmente el selector anaerobio que se proyecta entre el pretratamiento y los reactores biológicos existentes.

Para los cálculos hidráulicos se toma como base la topografía tomada de la EDAR, y se calculan las pérdidas de carga en las nuevas conducciones e impulsiones. Las actuaciones ya existentes no se recalculan.

Los cálculos hidráulicos se realizan para el caudal real más desfavorable, que corresponde con los meses de verano.

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA

Pérdidas de carga en tuberías

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

El Radio hidráulico se define como: $R = \frac{Am}{Pm}$

Donde:

Am = Area de la sección Mojada (m2)

Pm = Perimetro de la sección Mojada (m)

Además:

$$S = \frac{hf}{L}$$

Donde:

hf = perdida de carga por fricción [m]

L = Longitud de la línea de conducción [m]

Algunos de los valores típicos del coeficiente de rugosidad de Manning:

TUBERIAS DE:	Coeficiente de rugosidad de manning (n)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	0.011
Concreto reforzado de 0.60 m de diám. O mayor	0.011
Asbesto - Cemento	0.010
Acero galvanizado	0.014
Acero sin revestimiento	0.014
Acero con revestimiento	0.011
Polietileno de alta densidad	0.009
PVC (Policloruro de vinilo)	0.009

Para tuberías con sección llena:

El radio hidráulico es : $$R = \frac{D}{4}$$

Donde:

D = Diámetro (m)

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías a sección llena es:

$$V = \frac{0.397}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

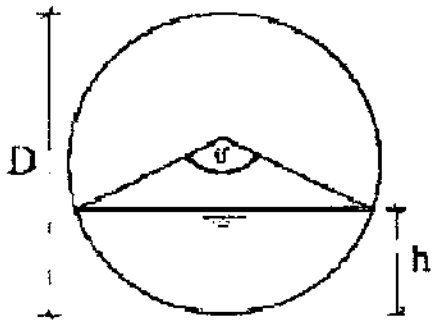
En función del caudal, con: $Q = VA$

Donde: Q = Caudal (m3/s)

A = Area de la sección circular (m2)

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Para tuberías con sección parcialmente llena:



El ángulo central θ' (en grado sexagesimal):

$$\theta' = 2ar\cos\left(1 - \frac{2h}{D}\right)$$

- Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{360\,\mathrm{sen}\theta'}{2\pi\theta'}\right)$$

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llena es:

$$V = \frac{0{,}397 D^{\frac{2}{3}}}{n}\left(1 - \frac{360 sen\theta'}{2\pi\theta''}\right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

En función del caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257.15\, n\left(2\pi\theta''\right)^{\frac{2}{3}}}\left(2\pi\theta'' - 360 sen\theta''\right)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

LÍNEA PIEZOMÉTRICA

	Benavente	Unidad
1. DATOS GENERALES		
Caudal medio de diseño =	303,00	m^3/h
Caudal punta =	727,20	m^3/h
Caudal máximo de pretratamiento =	1.212,00	m^3/h
Caudal máximo circulante por los colectores de llegada =	3.030,00	m^3/h
2. COTAS A CONSIDERAR		
Cota lámina de agua en el reactor biológico	**771,36**	**m**
Cota de coronación del reactor biológico	**772,09**	**m**
Cota de la lámina de agua en el decantador primario	**772,12**	**m**
Cota de coronación del decantador primario	**772,42**	**m**
Cota del terreno	**770,81**	**m**
3. COTA DE LA LÁMINA DE AGUA EN SELECTOR		
Datos de la conducción desde el selector al reactor biológico:		
caudal =	727,20	m^3/h
longitud =	25	m
material tubería =	PEAD PN16	
K_S =	110	
diámetro =	435	mm
velocidad =	1,36	m/s
Dh =	0,074	m
Pérdidas de carga:		
nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc:	1	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,169	m
Dh cont =	0,0029	m
Dh tot =	0,171	m
Perdida de carga:	**0,245**	**m**
Cota minima de vertedero de salida del selector	**771,61**	**m**

Cota adoptada del vertedero de salida del selector **771,61** **m**

PÉRDIDA DE CARGA EN EL VERTEDERO DE SALIDA

La salida del agua tratada se hará mediante vertedero rectangular de pared gruesa.

Salida de agua mediante vertedero en pared gruesa:

caudal =	727,20	m^3/h
nº vertederos =	1	Ud
Q: caudal unitario =	727,20	m^3/h
L: longitud de vertedero =	4,00	m
h: altura de lámina de agua =	0,092	m

Cota lámina en vertedero del selector ..... 771,70 m

4. COTA DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA ARQUETA DE SALIDA DEL FISICO-QUÍMICO

Datos de la conducción desde la arqueta del físico-químico al selector:

caudal =	727,20	m^3/h
longitud =	13	m
material tubería =	PEAD PN16	
K_S =	110	
diámetro =	435	mm
velocidad =	1,36	m/s
Dh =	0,038	m

Pérdidas de carga desde la arqueta del físico-químico al selector:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc:	1	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,169	m
Dh cont =	0,0029	m
Dh tot =	0,171	m

Perdida de carga: 0,210 m

Cota minima de la lámina de agua en la arqueta de salida del Físico-Químico..... 771,91 m

Cota adoptada de la lámina de agua 771,91 m

Cota existente de la lámina de agua en el decantador primario 772,12 m

10.2. E.D.A.R DE ISCAR

INDICE

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR 1

1.1. INTRODUCCIÓN 1

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA..... 1

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS..... 6

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR

1.1. INTRODUCCIÓN

Se realizan el cálculo de las pérdidas de carga en la EDAR de Medina del Campo, con el fin de calcular la línea piezométrica una vez introducidos los correspondientes cambios en la planta, principalmente el selector anaerobio que se proyecta entre el pretratamiento y los reactores biológicos existentes.

Para los cálculos hidráulicos se toma como base la topografía tomada de la EDAR, y se calculan las pérdidas de carga en las nuevas conducciones e impulsiones. Las actuaciones ya existentes no se recalculan.

Los cálculos hidráulicos se realizan para el caudal real más desfavorable, que corresponde con los meses de verano.

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA

Pérdidas de carga en tuberías

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

El Radio hidráulico se define como: $R = \frac{Am}{Pm}$

Donde:

Am = Area de la sección Mojada (m2)

Pm = Perímetro de la sección Mojada (m)

Además:

$$S = \frac{hf}{L}$$

Donde:

hf = perdida de carga por fricción [m]

L = Longitud de la línea de conducción [m]

Algunos de los valores típicos del coeficiente de rugosidad de Manning:

TUBERIAS DE:	Coeficiente de rugosidad de manning (n)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	0.011
Concreto reforzado de 0.60 m de diám. O mayor	0.011
Asbesto - Cemento	0.010
Acero galvanizado	0.014
Acero sin revestimiento	0.014
Acero con revestimiento	0.011
Polietileno de alta densidad	0.009
PVC (Policloruro de vinilo)	0.009

Para tuberías con sección llena:

El radio hidráulico es : $$R = \frac{D}{4}$$

Donde:

D – Diámetro (m)

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías a sección llena es:

$$V = \frac{0.397}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

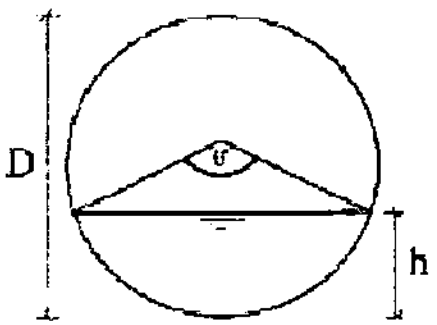
En función del caudal, con: $Q = V.A$

Donde: Q = Caudal (m3/s)

A = Area de la sección circular (m2)

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Para tuberías con sección parcialmente llena:



El ángulo central θ° (en grado sexagesimal):

$$\theta^{\circ} = 2ar\cos\left(1-\frac{2h}{D}\right)$$

- Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{360\,\mathrm{sen}\theta^{\circ}}{2\pi\theta^{\circ}}\right)$$

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llena es:

$$V = \frac{0{,}397 D^{\frac{2}{3}}}{n}\left(1 - \frac{360 sen\theta^{\circ}}{2\pi\theta^{\circ}}\right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

En función del caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257.15 n (2\pi\theta^{\circ})^{\frac{2}{3}}}\left(2\pi\theta^{\circ} - 360 sen\theta^{\circ}\right)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

LÍNEA PIEZOMÉTRICA

	Iscar	Unidad
1. DATOS GENERALES		
Caudal medio de diseño =	132,00	m^3/h
Caudal punta =	264,00	m^3/h
Caudal máximo de pretratamiento =	396,00	m^3/h
2. COTAS EXISTENTES A CONSIDERAR		
Cota del vial en la zona del pozo de salida.....	**789,82**	**m**
Cota fondo del pozo de salida (vial).....	**788,07**	**m**
Cota de la lámina de agua en el decantador.....	**790,59**	**m**
Cota de salida del canal del decantador.....	**790,15**	**m**
Cota de la lámina de agua en el vertedero de entrada al reactor biológico.....	**790,74**	**m**
Cota de la lámina de agua en el reactor biológico.....	**790,69**	**m**
Cota del terreno (vial).....	**789,82**	**m**
3. COTA DE LA LÁMINA DE AGUA EN EL CALA PASHALL		
Cota de salida del canal del decantador.....	**790,15**	**m**
Cota de la lámina de agua en la fuente de presentación existente.....	**788,90**	**m**
Salto hidráulico existente entre el decantador y fuente de presentación.....	**1,25**	**m**
Cota del fondo del pozo de salida.....	**788,07**	**m**
Salto hidráulico existente entre la fuente de presentación y el pozo de salida.....	**0,83**	**m**
Datos de la conducción desde la fuente de presentación al canal parshall:		
caudal =	264,00	m^3/h
longitud =	7	m
material tubería =	PEAD PN10	
K_S =	110	
Diámetro nominal =	315	mm
diámetro interior =	277	mm
velocidad =	1,22	m/s
Dh =	0,030	m

Pérdidas de carga:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc:	1	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,135	m
Dh cont =	0,0043	m
Dh tot =	0,1394	m

Altura de la lámina de agua en el Parshall

Caudal máximo a medir	264,00	m3/h
Ancho de garganta 9"	225,00	mm
Altura de lámina en la garganta	279,55	mm
$Q = 133,8 * 10^{-2} * W (H_a / 304,8)^{1,522(W/304,8)0,026}$		
Cota máxima en la garganta	0,280	m

Cota mínima de salida del canal parshall.....	**788,52**	**m**
Cota adoptada del canal parshall	**788,75**	**m**

4. COTA DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA FUENTE DE PRESENTACIÓN

Datos de la conducción desde la fuente de presentación al canal parshall:

caudal =	264,00	m^3/h
longitud =	6	m
material tubería =	PEAD PN10	
K_S =	110	
Diámetro nominal =	315	mm
diámetro interior =	277	mm
velocidad =	1,22	m/s
Dh =	0,026	m

Pérdidas de carga:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc:	0	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,113	m
Dh cont =	0,0043	m
Dh tot =	0,1175	m

Perdida de carga:	**0,143**	**m**

Cota minima la lámina de agua en la fuente de presentación.....	**788,89**	**m**
Cota adoptada de la lámina de agua en la fuente de presentación.....	**788,95**	**m**

5. COTA EXISTENTES DE LA LÁMINA DE AGUA EN EL DECANTADOR

Cota de la lámina de agua en el decantador.....	**790,59**	**m**
Cota de salida del canal del decantador.....	**790,15**	**m**

6. COTA EXISTENTES DE LA LÁMINA DE AGUA EN EL REACTOR BIOLÓGICO

Cota de la lámina de agua en el vertedero de entrada al reactor biológico.....	**790,74**	**m**

7. COTA DE LA LÁMINA DE AGUA EN EL SELECTOR

Datos de la conducción desde la arqueta de regulación al selector:

caudal =	264,00	m^3/h
longitud =	70	m
material tubería =	PEAD PN16	
K_S =	313	
Diámetro nominal =	355	mm
diámetro interior =	277	mm
velocidad =	1,22	m/s
Dh =	0,037	m

Pérdidas de carga desde la arqueta de regulación al selector:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	1	
nc:	3	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,184	m
Dh cont =	0,0005	m
Dh tot =	0,185	m

Cota minima de salida del selector.....	**790,96**	**m**
Cota adoptada del vertedero de salida del selector.....	**791,05**	**m**

PÉRDIDA DE CARGA EN EL VERTEDERO DE SALIDA

La salida del agua tratada se hará mediante vertedero rectangular de pared gruesa.

Salida de agua mediante vertedero en pared gruesa:

caudal =	264,00	m^3/h
nº vertederos =	1	Ud
Q: caudal unitario =	264,00	m^3/h
L: longitud de vertedero =	4,00	m
h: altura de lámina de agua =	0,047	m

Cota lámina en vertedero del selector..... 791,10 m

8. COTA DE LA LÁMINA DE AGUA EN EL DESARENADOR-DESENGRASADOR

Datos de la conducción desde la arqueta de regulación al selector:

caudal =	264,00	m^3/h
longitud =	122	m
material tubería =	PEAD PN10	
K_S =	110	
Diámetro nominal =	355	mm
diámetro interior =	313	mm
velocidad =	0,95	m/s
Dh =	0,274	m

Pérdidas de carga desde la arqueta de regulación al selector:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	1	
nc:	3	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,113	m
Dh cont =	0,0022	m
Dh tot =	0,115	m

Cota minima de salida del desarenador-desengrasador..... 791,49 m

Cota existente en el desarenador-desengrasador..... 791,82 m

10.3. E.D.A.R DE TORDESILLAS

INDICE

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR 1

1.1. INTRODUCCIÓN 1

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA 1

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS 3

1.4. CONCLUSIONES. LÍNEA PIEZOMÉTRICA. 9

2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EBAR 10

2.1. OBJETO 10

2.2. DESCRIPCIÓN DE LA ACTUACIÓN 11

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR

1.1. INTRODUCCIÓN

Se realizan el cálculo de las pérdidas de carga en la EDAR de Tordesillas, con el fin de calcular la línea piezométrica una vez introducidos los correspondientes cambios en la planta, principalmente el selector anaerobio que se proyecta entre el pretratamiento y los reactores biológicos existentes.

Para los cálculos hidráulicos se toma como base la topografía tomada de la EDAR, y se calculan las pérdidas de carga en las nuevas conducciones e impulsiones. Las actuaciones ya existentes no se recalculan.

Los cálculos hidráulicos se realizan para el caudal real más desfavorable, que corresponde con los meses de verano.

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA

Pérdidas de carga en tuberías

Para la pérdida en tuberías se utiliza la ***fórmula de Colebrook***:

$$I = \frac{k\, v^2}{2 * g * D}$$

Donde:

- I: Pérdida hidráulica expresada en m/m
- v: Velocidad expresada en m/s
- k: Coeficiente de pérdida de carga: A partir de datos bibliográficos se estima en 0,02 para todo el cálculo hidráulico.
- D: Diámetro de la conducción expresado en m.

La pérdida de carga:

$$\Delta h = I * L$$

Donde L = longitud expresada en m

El valor de K para los diferentes materiales:

Material	**K (m)** Valor recomendado (*)	**K (m)** Valor mínimo (***)	**K (m)** Valor máximo (***)
Fundición	0,0001	0,00003	0,0003
Acero	0,00005	0,00003	0,00015
Hormigón	0,0003	0,00025	0,003
PVC	0,00001	0,000002	0,000025
PE	0,00001	0,000002	0,000025
PRFV	0,00003	0,00001	0,00003

Pérdidas de carga en elementos singulares

Las pérdidas en elementos singulares se establecen mediante la fórmula general:

$$\Delta h = k\frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- v: Velocidad expresada en m/s
- K: Coeficiente de pérdida de carga

Para los elementos para los cuales vamos a calcular la pérdida de carga, podemos atribuir a K el valor de:

	K
Reja de gruesos	1,5 -2,0
Válvula de retención	2
Válvula de compuerta	0,2
Codo de 90º radio normal	0,8
Codo 45º radio normal	0,4
Carrete de desmontaje	0,1
Caudalímetro	1,0
Compuerta mural	2,0

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

PARÁMETROS DE PARTIDA

	INVIERNO	VERANO
Caudal medio diario =	**3080 m^3/día**	**4.016 m^3/día**

	K	INVIERNO	VERANO
Q medio (m^3/h)		128,3	167,3
Q punta (m^3/h)	2,4	308,0	401,6

Los cálculos hidráulicos se realizan para la situación más desfavorable, que son los meses de verano.

CONDUCCIÓN DESDE EL DESARENADO HASTA EL SELECTOR

Caudal máximo =	401,6 m^3/h
Diámetro interior de la tubería =	400 mm
Material de la conducción =	FD
Longitud de la tubería de trasiego =	20,0 m

Pérdida de carga en la tubería según Colebrook

$$I = k \frac{v^2}{2gD}$$

Δh =	I * L

Material =	FD	
Rugosidad absoluta Nikuradse K =	0,00010	m
Caudal =	0,1116	m^3/s
Diámetro =	0,400	m
Velocidad =	0,888	m/s
Número de Reynolds Re (adimensional)	286510,06	
Coeficiente de fricción f adimensional	0,0168	
Pérdida de carga (I)	0,0017	m/m
Longitud (m) =	20,0	m
Δh =	0,0337	m

Δh_1 =	**0,0337**	**m**

La pérdida de carga por elementos singulares:

	Nº	Coef unit	Total
Codos 45º	4,0	0,4	1,6
Total =			1,6

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g}$$

v = 0,888 m/s

k = 1,60

Δh_2 =	**0,0643**	**m**

La pérdida de carga total:

Δh_T =	**0,0980**	**m**

Cota lámina agua en arqueta salida pretratamiento =	**596,70 m**
Cota lámina de agua de cálculo en selector anaerobio =	**596,60 m**

La cota de lámina adoptada para el cálculo:

Cota de lámina de agua de diseño =	**596,50 m**

CONDUCCIÓN DESDE SELECTOR ANAEROBIO A REACTOR BIOLÓGICO

Caudal máximo =	310,2 m^3/h
Diámetro interior de la tubería =	400 mm
Material de la conducción =	FD
Longitud de la tubería de trasiego =	50,0 m

Pérdida de carga en la tubería según Colebrook

$$I = k \frac{v^2}{2gD}$$

Δh =	I * L

Material =	FD
Rugosidad absoluta Nikuradse K =	0,00010 m
Caudal =	0,1116 m^3/s
Diámetro =	0,400 m
Velocidad =	0,888 m/s
Número de Reynolds Re (adimensional)	286510,06
Coeficiente de fricción f adimensional	0,0168
Pérdida de carga (I)	0,0017 m/m

Longitud (m) =	50,0 m
Δh =	0,0843 m

Δh_1 =	**0,0843 m**

La pérdida de carga por elementos singulares:

	Nº	Coeficiente unitario	Total
Codos 45º	6,0	0,4	2,4
Compuerta mural	1,0	2,0	2,0
Válvula compuerta	2,0	0,2	0,4
Carrete desmontaje	2,0	0,1	0,2
Caudalímetro	1,0	1,0	1,0
Total =			6,0

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g}$$

v = 0,888 m/s

k = 6,00

Δh_2 =	**0,2412 m**

La pérdida de carga total:

Δh_T =	**0,3255 m**

Cota lámina agua en reactor anaerobio =	596,50 m
Cota lámina de agua en reactor biológico =	596,17 m

La cota de lámina de agua en arqueta aliviadero de salida del selector:

Cota de lámina de agua de biológico =	**596,00 m**

IMPULSIÓN DESDE POZO DE FANGOS A SELECTOR ANAEROBIO

Altura geométrica:

Para establecer la altura geométrica, las cotas de diseño:

Cota de fondo del pozo =	589,9 m
Cota de agua en el pozo de fangos =	595,6 m
Cota de agua en el selector =	596,5 m
Altura geométrica de elevación =	**0,9 m**

Tubería impulsión:

Q recirculación=	150Qm
Q recirculación =	251,0 m^3/h
Q total =	0,070 m^3/s
Diámetro adoptado =	0,250 m
Sección =	0,0491 m^2
Material =	FD
Velocidad =	1,42 m/s
Longitud =	40,0 m

Pérdida de carga. Altura manométrica:

Se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$I = k \frac{v^2}{2gD}$$

$\Delta h = I * L$

Material =	FD	
Rugosidad absoluta de Nikuradse K (m)	0,00005	m
Caudal (m^3/s)	0,0697	m^3/s
Diámetro (m)	0,250	m
Velocidad (m/s)	1,4211	m/s
Número de Reynolds Re (adimensional)	286510,06	
Coeficiente de fricción f adimensional	0,0164	
Pérdida de carga (m/m) J	0,0067	m/m
Longitud (m) =	40,0	m
Δh =	0,270	m

Δh_1 =	**0,270 m**

La pérdida de carga por elementos singulares:

	Nº	Coeficiente unitario	Total
Codos 45º	8,0	0,8	6,0
Válvula de retención	1,0	2,0	2,0
Válvula compuerta	1,0	0,2	0,2
Carrete desmontaje	1,0	0,1	0,1
Total =			8,3

Aplicando la siguiente fórmula:

$$\Delta h = k\frac{v^2}{2g}$$

k =	8,3	
v =	1,42	m/s
Δh_2 =	**0,8543**	**m**

La pérdida de carga total:

Δh_T =	**1,1242**	**m**

Altura geométrica de elevación =	0,90	m
Altura manométrica de elevación =	2,02	m
Altura manométrica de diseño =	**3,00**	**m.c.a.**

1.4. CONCLUSIONES. LÍNEA PIEZOMÉTRICA.

A continuación se muestra en una tabla toda la línea piezométrica de la EDAR. Se marcan en negrita las cotas que corresponden a las nuevas actuaciones, y que ha sido calculada anteriormente su correspondiente pérdida de carga:

ELEMENTO	*COTA (m)*
Entrada colector a pozo de gruesos	591,40 m
Cota del fondo del pozo de gruesos	588,40 m
Cota de terreno en pretratamiento	595,00 m
Lámina de agua en canales de desbaste	597,10 m
Lámina de agua en desarenado-desengrasado	596,85 m
Cota de fondo del desarenado – desengrasado	592,70 m
Lámina de agua en arqueta salida pretratamiento	596,70 m

Cota de fondo arqueta salida pretratamiento	594,90 m
Cota de lámina de agua en selector anaerobio	**596,50 m**
Cota aliviadero de salida selector anaerobio	**596,45 m**
Cota de fondo de cámara anaerobia	**592,00 m**
Cota lámina de agua en reactor biológico	596,00 m
Cota lámina de agua vertedero salida reactor biológico	596,85 m
Cota de fondo de reactor biológico	591,00 m
Cota de lámina de agua en el decantador	595,75 m
Cota de fondo del decantador	591,15 m

2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EBAR

2.1. OBJETO

Los principales problemas del pozo de bombeo de aguas residuales son dos. El primero, debido a su ubicación próxima al río Duero y su baja cota, sufre inundaciones cuando éste crece, provocando la entrada de agua limpia al pozo que es bombeada hasta la E.D.A.R.

Esto provoca un mayor consumo de energía al bombear un caudal mayor al necesario, la entrada de agua limpia a la estación de tratamiento de aguas residuales, que puede afectar al lecho biológico y problemas en la instalación eléctrica provocando cortes en el suministro eléctrico que provocan que no se pueda bombear el influente hasta que la instalación no sea arreglada, dando lugar a vertidos directos al río y la parada total de la E.D.A.R.

La actuación sobre el pozo de bombeo consiste en la elevación del pozo hasta la cota correspondiente a la avenida del periodo de retorno de 50 años y la ejecución de una cámara de entrada para la instalación de una reja automática y otra manual que eviten la entrada de sólidos hasta las bombas del pozo.

Esta cámara de llegada dispone de un labio de vertido lateral que pueda funcionar como bypass. Actualmente no dispone de ningún dispositivo que pueda evitar la entrada de agua al pozo.

2.2. DESCRIPCIÓN DE LA ACTUACIÓN

Colector de llegada

Según los planos de ejecución del proyecto se trata de una conducción de PVC Ø600 mm colocada con una pendiente del 3‰, lo que hace que el caudal que transporta en régimen de lámina libre y al 90% de su capacidad es de 0,47 m³/s (1.692 m³/h).

Las obras proyectadas consisten en la ejecución de una cámara de llegada dividida en dos partes que permiten realizar un desbaste previo al bombeo del influente hasta la EDAR y el desvío del caudal hacia una u otra cámara en función de los trabajos de mantenimiento que interese realizar en cada momento. La conducción existente se mantiene a la misma cota.

A continuación se adjunta la tabla de la capacidad hidráulica de dicha conducción.

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE UNA SECCIÓN CIRCULAR
FORMULA DE MANNING

n =	0,01	
i =	0,003	m/m
R =	0,3	m

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05	0,03	0,02	0,40	0,00
0,10	0,06	0,04	0,62	0,01
0,15	0,09	0,06	0,80	0,02
0,20	0,12	0,07	0,95	0,04
0,25	0,15	0,09	1,08	0,06
0,30	0,18	0,10	1,20	0,09
0,35	0,21	0,12	1,30	0,11
0,40	0,24	0,13	1,40	0,15
0,45	0,27	0,14	1,48	0,18
0,50	0,30	0,15	1,55	0,22
0,55	0,33	0,16	1,61	0,26
0,60	0,36	0,17	1,66	0,29
0,65	0,39	0,17	1,70	0,33
0,70	0,42	0,18	1,73	0,37
0,75	0,45	0,18	1,75	0,40
0,80	0,48	0,18	1,76	0,43
0,85	0,51	0,18	1,76	0,45
0,90	0,54	0,18	1,74	0,47
0,95	0,57	0,17	1,69	0,47
1,00	0,60	0,15	1,55	0,44

El caudal máximo que puede tratar la E.D.A.R. es de 350 m³/h (0,1 m³/s), que es el caudal que bombean las bombas del pozo.

El caudal a aliviar corresponde a la diferencia entre el caudal entrante y el caudal bombeado, 0,37 m³/s.

La longitud del labio vertedero se ha proyectado como dos metros. Con la siguiente fórmula se obtiene la altura de la lámina de vertido.

$$Q = Cd * L * hv^{3\sqrt{2}}$$

Para un coeficiente de caudal de vertedero de 1,8 la altura de lámina de agua es de 22 cm. La capacidad del pozo existente es suficiente para que en casos de vertidos al río, estos se realicen con una dilución mayor de 1:6.

Las dimensiones de los huecos entre la cámara de llegada y las rejas es de 80 x 80cm, suficiente para pasar el caudal máximo. La capacidad hidráulica de cada hueco se muestra en la siguiente tabla:

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE UN MARCO
FORMULA DE MANNING

n =	0,014
i =	0,001 m/m
H =	0,8 m
Base=	0,8 m

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05	0,04	0,04	0,25	0,01
0,10	0,08	0,07	0,37	0,02
0,15	0,12	0,09	0,46	0,04
0,20	0,16	0,11	0,53	0,07
0,25	0,20	0,13	0,59	0,09
0,30	0,24	0,15	0,64	0,12
0,35	0,28	0,16	0,68	0,15
0,40	0,32	0,18	0,71	0,18
0,45	0,36	0,19	0,75	0,21
0,50	0,40	0,20	0,77	0,25
0,55	0,44	0,21	0,80	0,28
0,60	0,48	0,22	0,82	0,31
0,65	0,52	0,23	0,84	0,35
0,70	0,56	0,23	0,86	0,38
0,75	0,60	0,24	0,87	0,42
0,80	0,64	0,25	0,89	0,45
0,85	0,68	0,25	0,90	0,49
0,90	0,72	0,26	0,91	0,53
0,95	0,76	0,26	0,93	0,56
1,00	0,80	0,27	0,94	0,60

La cota de vertido del aliviadero se ha situado en la 590,10. Será necesario elevar hasta esta altura la cota del aliviadero existente en el pozo anterior al pozo de bombeo para evitar la entrada de agua del río desde aquí. Esto se ha resuelto mediante un recrecido del labio vertedero hasta la misma cota que el situado en el pozo de bombeo.

10.4. E.D.A.R DE TUDELA DE DUERO

INDICE

1. EDAR 1

1.1 INTRODUCCIÓN 1

1.2 METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA 1

1.3 CÁLCULOS HIDRÁULICOS EN LA EDAR 3

1.4 CONCLUSIONES. LÍNEA PIEZOMÉTRICA. 9

2. EMISARIO PRINCIPAL 11

2.1 INTRODUCCIÓN. 11

2.2 ESTACIONES DE BOMBEO 21

2.2.1 Estación de bombeo nº1 21

2.2.2 Impulsión 22

2.2.3 Diseño de la estación de bombeo 23

2.2.4 Comprobación del golpe de ariete. 37

2.3 ESTACIÓN DE BOMBEO Nº2 41

2.3.1 Impulsión 42

2.3.2 Diseño de la estación de bombeo 44

2.3.3 Comprobación del golpe de ariete. 56

2.4 ALIVIADEROS. 58

2.4.1 Aliviadero 1. 63

2.4.2 Aliviadero 2. 70

2.4.3 Aliviadero 3. 77

2.5 DIMENSIONAMIENTO EMISARIO PRINCIPAL. 84

2.5.1 Tramo del emisario: P.K. 0+077 → P.K. 0+268. 85

2.5.2 Comprobación tramo existente: P.K. 0+268 → P.K. 0+463. 87

2.5.3 Tramo del emisario: P.K. 0+463 → P.K. 0+490. 92

2.5.4 Comprobación tramo existente: P.K. 0+602 → P.K. 0+786. 95

2.5.5 Tramo del emisario: P.K. 0+786 → P.K. 0+806. 100

2.5.6 Tramo del emisario: P.K. 0+806 → P.K. 0+818. 102

2.5.7 Tramo del emisario: P.K. 0+821 → P.K. 0+937. 102

2.5.8 Tramo del emisario: P.K. 0+937 → P.K. 1+018. 104

2.5.9 Tramo del emisario: P.K. 1+018 → P.K. 1+024. 107

2.5.10 Tramo del emisario: P.K. 1+027 → P.K. 1+434. 107

2.5.11 Tramo del emisario: P.K. 1+434 → P.K. 1+574. 111

2.5.12 Tramo del emisario: P.K. 1+574 → P.K. 1+586. 114

2.5.13 Tramo del emisario: P.K. 1+588 → P.K. 1+892. 114

2.6 DIMENSIONAMIENTO COLECTOR MARGEN DERECHA. 118

2.7 RESUMEN DEL EMISARIO PRINCIPAL. 121

1. EDAR

1.1 INTRODUCCIÓN

Se realizan el cálculo de las pérdidas de carga en la EDAR de Tudela de Duero, con el fin de calcular la línea piezométrica una vez introducidos los correspondientes cambios en la planta, principalmente el selector anaerobio que se proyecta entre el pretratamiento y los dos reactores biológicos existentes.

Para los cálculos hidráulicos se toma como base la topografía tomada de la EDAR, y se calculan las pérdidas de carga en las nuevas conducciones e impulsiones. Las actuaciones ya existentes no se recalculan.

Los cálculos hidráulicos se realizan para la situación de futuro, que corresponde con la situación más desfavorable.

1.2 METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA

Pérdidas de carga en tuberías

Para la pérdida en tuberías se utiliza la ***fórmula de Colebrook***:

$$I = \frac{k\,v^2}{2 * g * D}$$

Donde:

- I: Pérdida hidráulica expresada en m/m
- v: Velocidad expresada en m/s
- k: Coeficiente de pérdida de carga: A partir de datos bibliográficos se estima en 0,02 para todo el cálculo hidráulico.

- D: Diámetro de la conducción expresado en m.

La pérdida de carga:

$$\Delta h = I * L$$

Donde L = longitud expresada en m

El valor de K para los diferentes materiales:

Material	**K (m)** Valor recomendado (*)	**K (m)** Valor mínimo (***)	**K (m)** Valor máximo (***)
Fundición	0,0001	0,00003	0,0003
Acero	0,00005	0,00003	0,00015
Hormigón	0,0003	0,00025	0,003
PVC	0,00001	0,000002	0,000025
PE	0,00001	0,000002	0,000025
PRFV	0,00003	0,00001	0,00003

Pérdidas de carga en elementos singulares

Las pérdidas en elementos singulares se establecen mediante la fórmula general:

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- v: Velocidad expresada en m/s
- K: Coeficiente de pérdida de carga

Para los elementos para los cuales vamos a calcular la pérdida de carga, podemos atribuir a K el valor de:

	K
Reja de gruesos	1,5 -2,0
Válvula de retención	2
Válvula de compuerta	0,2
Codo de 90º radio normal	0,8
Codo 45º radio normal	0,4
Carrete de desmontaje	0,1
Caudalímetro	1,0
Compuerta mural	2,0

1.3 CÁLCULOS HIDRÁULICOS EN LA EDAR

PARÁMETROS DE PARTIDA

Q medio diario futuro =	3.200 m^3/día
Q medio anual futuro=	1.168.000 m^3/año

CONDUCCIÓN DESDE EL DESARENADO HASTA EL SELECTOR

Caudal máximo =	133,3 m^3/h
Diámetro interior de la tubería =	400 mm
Material de la conducción =	FD
Longitud de la tubería de trasiego =	30,0 m

Pérdida de carga en la tubería según Colebrook

$$I = k \frac{v^2}{2gD}$$

$\Delta h =$ I * L

Material =	FD	
Rugosidad absoluta Nikuradse K =	0,00010	m
Caudal =	0,0370	m^3/s
Diámetro =	0,400	m
Velocidad =	0,29	m/s
Número de Reynolds Re (adimensional)	95122,86	
Coeficiente de fricción f adimensional	0,0194	
Pérdida de carga (I)	0,0002	m/m
Longitud (m) =	30,0	m
Δh =	0,0064	m

Δh_1 = 0,0064 m

La pérdida de carga por elementos singulares:

	Nº	Coef unit	Total
Codos 45º	4,0	0,4	1,6
Total =			1,6

$$\Delta h = k\frac{v^2}{2g}$$

v = 0,295 m/s

k = 1,60

Δh_2 =	**0,0071 m**

La pérdida de carga total:

Δh_T =	**0,0135 m**

Cota lámina de agua en arqueta de salida pretto =	**704,48 m**
Cota lámina agua de cálculo en selector anaerobio =	**704,47 m**

La cota de lámina adoptada para el cálculo:

Cota de lámina de agua selector =	**704,20 m**

CONDUCCIÓN DE SELECTOR ANAEROBIO A TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Caudal máximo =	133,3 m^3/h
Diámetro interior de la tubería =	400 mm
Material de la conducción =	FD

Longitud de la tubería de trasiego =	25,0 m

Pérdida de carga en la tubería según Colebrook

$$I = k \frac{v^2}{2gD}$$

Δh =	I * L

Material =	FD
Rugosidad absoluta Nikuradse K =	0,00010 m
Caudal =	0,0370 m^3/s
Diámetro =	0,400 m
Velocidad =	0,295 m/s
Número de Reynolds Re (adimensional)	95122,86
Coeficiente de fricción f adimensional	0,0194
Pérdida de carga (I)	0,0002 m/m
Longitud (m) =	25,0 m
Δh =	0,0054 m

Δh_1 =	**0,0054 m**

La pérdida de carga por elementos singulares:

	Nº	Coef unit	Total
Codos 45º	6,0	0,4	2,4
Total =			2,4

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g}$$

v =	0,295 m/s
k =	2,40

Δh_2 =	**0,0106 m**

La pérdida de carga total:

Δh_T =	**0,0160 m**

Cota lámina agua en selector anaerobio =	704,20 m
Cota lámina de agua en reactor biológico =	703,90 m

La cota de lámina de agua en arqueta aliviadero de salida del selector:

Cota de lámina de agua arq. Salida selector =	**703,92 m**

IMPULSIÓN DESDE POZO DE FANGOS A REACTOR ANAEROBIO

Tubería impulsión:

Q recirculación=	150Qm
Qrecirculación =	200,0 m^3/h
Q total =	0,056 m^3/s
Diámetro adoptado =	0,250 m
Sección =	0,0491 m^2
Material =	Acero inox AISI 316 L
Velocidad =	1,13 m/s
Longitud =	90,0 m

Pérdida de carga. Altura manométrica:

Se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$I = k \frac{v^2}{2gD}$$

$$\Delta h = I * L$$

Material =	FD	
Rugosidad absoluta de Nikuradse K (m)	0,00005	m
Caudal (m^3/s)	0,0556	m^3/s
Diámetro (m)	0,250	m
Velocidad (m/s)	1,1323	m/s
Número de Reynolds Re (adimensional)	228294,87	
Coeficiente de fricción f adimensional	0,0168	
Pérdida de carga (m/m) J	0,0044	m/m
Longitud (m) =	90,0	m
Δh =	0,396	m

Δh_1 =	**0,396 m**

La pérdida de carga por elementos singulares:

	Nº	Coef unit	Total
Codos 45º	8,0	0,8	6,0
Válvula de retención	1,0	2,0	2,0
Válvula compuerta	1,0	0,2	0,2
Carrete desmontaje	1,0	0,1	0,1
Total =			8,3

Aplicando la siguiente fórmula:

$$\Delta h = k\frac{v^2}{2g}$$

k = 8,3

v = 1,13 m/s

Δh_2 =	**0,5424 m**

La pérdida de carga total:

Δh_T =	**0,9386 m**

Altura geométrica de elevación =	6,00 m
Altura manométrica de elevación =	6,94 m
Altura manométrica de diseño =	**8,00 m.c.a.**

1.4 CONCLUSIONES. LÍNEA PIEZOMÉTRICA.

A continuación se muestra en una tabla toda la línea piezométrica de la EDAR. Se marcan en negrita las cotas que corresponden a las nuevas actuaciones, y que ha sido calculada anteriormente su correspondiente pérdida de carga:

ELEMENTO	***COTA (m)***
Entrada colector a pozo de gruesos	701.80 m
Cota del fondo del pozo de gruesos	699.45 m
Cota de terreno en pretratamiento	703.00 m
Cota de resguardo en desbaste	705.40 m
Lámina de agua en desarenado-desengrasado	704.70 m
Cota de fondo del desarenado – desengrasado	702.10 m
Lámina de agua en arqueta salida pretratamiento	704.48 m
Cota de fondo arqueta salida pretratamiento	702.10 m
Cota de lámina de agua en selector anaerobio	**704.20 m**
Cota aliviadero de salida selector anaerobio	**703.92 m**
Cota de fondo de cámara anaerobia	**699.70 m**
Cota lámina de agua en reactor biológico	703.90 m
Cota lámina de agua vertedero salida reactor biológico	703.85 m
Cota de fondo de reactor biológico	698.90 m
Cota de lámina de agua en el decantador	703.44 m
Cota de fondo del decantador	697.80 m

2. EMISARIO PRINCIPAL.

2.1 INTRODUCCIÓN.

El presente Apartado tiene por objeto el dimensionamiento y/o comprobación hidráulica de todos los elementos que sean necesarios para conducir los caudales generados en la margen izquierda del río Duero del municipio vallisoletano de Tudela de Duero hasta la red de saneamiento de la margen derecha para que puedan ser tratados en la EDAR de la localidad.

Situación actual.

En la actualidad los caudales producidos en la margen izquierda de Tudela de Duero no se someten a ningún tipo de tratamiento, vertiéndose directamente al río Duero a través de 3 puntos:

- El primer punto de vertido se ubica en la Urbanización privada "Camping Club de Duero", a través del cual se evacúan los caudales generados en la mencionada urbanización.
- El segundo punto de vertido se encuentra en la Plaza El Plantío.
- Finalmente el tercer punto de vertido se localiza en la Calle Herrera a la altura del cruce con la Travesía de Herrera.



Las previsiones de crecimiento contempladas en el Plan General de Ordenación, que llevarán aparejado un incremento en los caudales generados, hace necesario llevar a cabo la actuación definida en el presente proyecto.

Actuación.

Ésta consiste en la recogida de todos los caudales generados en la margen izquierda de Tudela de Duero por medio de un Emisario. Éste bordeará la mencionada margen hasta alcanzar una pasarela existente, mediante la cual cruzará el río Duero.

Ya en la margen derecha, el emisario continuará a lo largo de un camino bordeando el río hasta llegar a una Estación de Bombeo que se encuentra a la altura del Centro de la Tercera Edad. En este punto acabará la actuación contemplada.

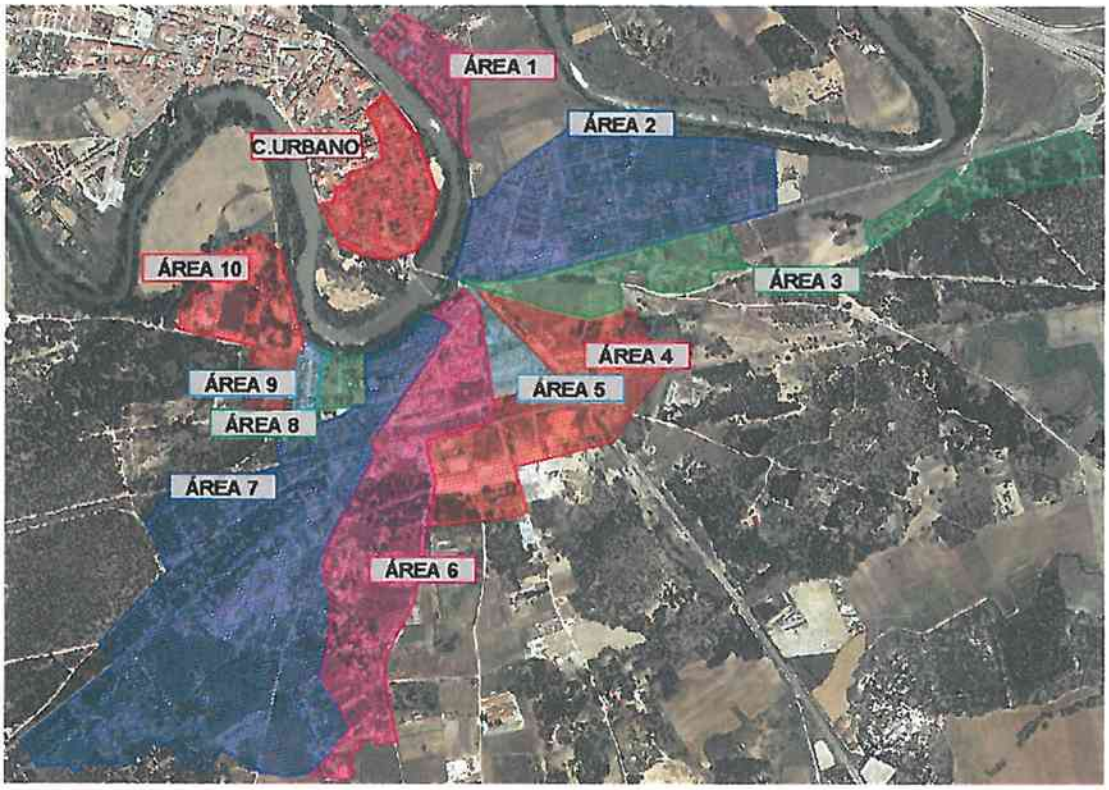
Previamente a la descripción de la misma, con el fin de facilitar su comprensión, se definen los colectores que aportarán caudales al emisario (todos ellos ya existen en la actualidad):

- Colector 1: Recogerá los caudales impulsados por la Estación de Bombeo nº1 y los caudales generados en el Área 2. Este colector formará parte del Emisario (se encuentra en el Paseo de Requejada).

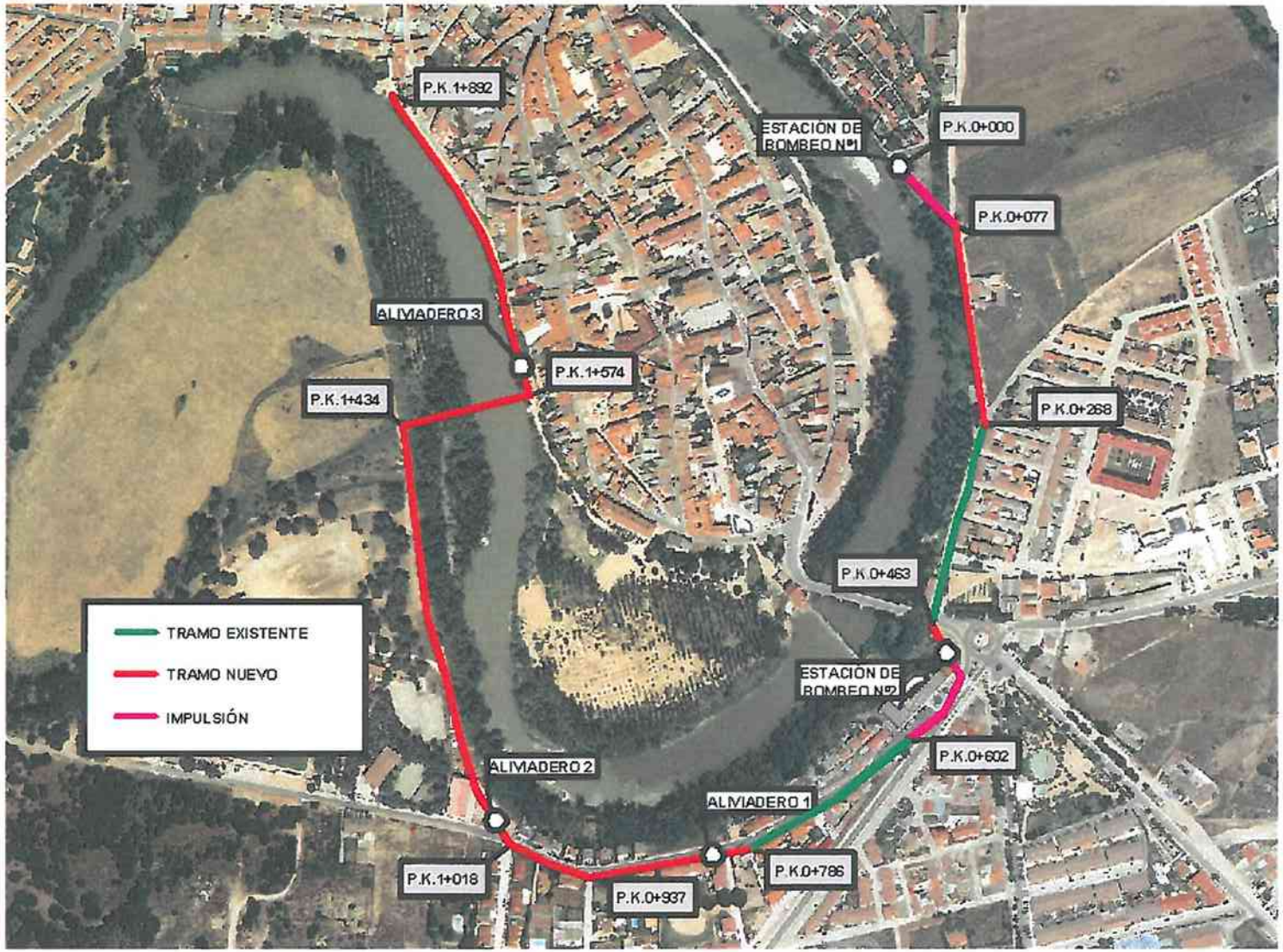
- Colector 2: Conducirá los caudales generados en el Área 3 hasta un pozo de registro situado en la Plaza El Plantío de donde partirá un tramo de emisario en dirección a la Estación de Bombeo nº2.
- Colector 3: Conducirá los caudales generados en el Área 4 hasta el mismo punto al que llega el colector 2.
- Colector 4: A través de él circularán los caudales generados en el Área 5 hasta sumarse al Colector 3 en la Plaza El Plantío.
- Colector 5: Conducirá los caudales generados en el Área 6 hasta el Emisario Principal a la altura del cruce de la Calle Herrera con la Carretera Mojados-Aldeamayor.
- Colector 6: Conducirá los caudales generados en el Área 7 hasta el Emisario Principal a la altura del cruce de la Calle Herrera con la Travesía de Herrera.
- Colector 7: Conducirá los caudales generados en el Área 8 hasta el Emisario a la altura del cruce de la Calle Herrera con la Calle Donantes de Sangre.
- Colector 8: Conducirá los caudales generados en el Área 9 hasta el Emisario Principal a la altura del cruce de la Calle Herrera con el Camino de Palacios.
- Colector 9: Conducirá los caudales generados en el Área 10 hasta el mismo pozo de registro que lo hará el Colector 8.
- Colector 10: Conducirá los caudales generados en la zona del casco urbano de la margen derecha que aporta caudal al Emisario Principal, a la altura de la pasarela sobre el río Duero.



En el siguiente dibujo se pueden ver rayadas las áreas que verterán al Emisario Principal:



A continuación se muestra un tercer dibujo en el que se esquematiza la actuación. En él se ve el Emisario Principal, diferenciando cada uno de los tramos por los que está formado, las dos estaciones de bombeo que se contemplan y los tres aliviaderos. Posteriormente se definen cada uno de los elementos que aparecen en el dibujo.


P.K.1+892
ESTACIÓN DE BOMBEO Nº1
P.K.0+000
P.K.0+077
ALMADERO 3
P.K.1+574
P.K.1+434
P.K.0+268
P.K.0+463
TRAMO EXISTENTE
TRAMO NUEVO
IMPULSIÓN
ESTACIÓN DE BOMBEO Nº2
P.K.0+602
ALMADERO 2
ALMADERO 1
P.K.1+018
P.K.0+937
P.K.0+786

Estación de Bombeo nº1: Se ubicará junto a la Urbanización privada "Camping Club de Duero" (Área 1) impulsando los caudales generados en la misma hasta el Paseo de la Requejada (P.K.0+077).

En la Estación de Bombeo se dispondrá un aliviadero de tal forma que, en caso de tormenta, el caudal evacuado a través de él tenga un coeficiente de dilución al menos 1:6.

Estación de Bombeo nº2: Se localizará en la Plaza El Plantío (P.K.0+493), y bombeará los caudales procedentes de los colectores 1, 2, 3 y 4 hasta la Calle Herrera (P.K.0+602).

Al igual que en la primera Estación de Bombeo, en esta segunda se dispondrá un aliviadero de tal forma que, en caso de tormenta, el caudal evacuado a través de él tenga un coeficiente de dilución al menos 1:6.

Emisario Principal:

- **P.K.0+000 → P.K.0+077:** Tramo de Impulsión por la que se bombearán los caudales procedentes de la urbanización privada "Camping Club de Duero" hasta el Paseo de Requejada.
- **P.K.0+077 → P.K.0+268:** Colector por gravedad necesario para conectar con la tubería existente más adelante en el mismo paseo. Por este tramo únicamente circularán los caudales impulsados por la Estación de Bombeo nº1.
- **P.K.0+268 → P.K.0+463** ***(Colector 1)*****:** En el Paseo de Requejada existe una tubería de Hormigón de Ø600mm que se aprovechará para conformar este tramo del emisario. Ésta llega un pozo de registro existente en la Plaza El Plantío (de donde en la actualidad sale una conducción por la que se vierten los caudales al río). A lo largo de este tramo, por medio de varias acometidas, se sumarán los caudales procedentes del Área 2.

- **P.K.0+463 → P.K.0+493:** Tramo del emisario que conectará el pozo de registro existente en la Plaza El Plantío (al que llegan los Colectores 1, 2, 3 y 4) con la Estación de Bombeo nº2. En este tramo circularán tanto los caudales procedentes del tramo anterior como los caudales generados en las Áreas 3, 4 y 5.
- ***Estación de Bombeo nº2.***
- **P.K.0+499 → P.K.0+602:** Impulsión que partirá desde la Estación de Bombeo nº2 y que llegará hasta un pozo de registro existente que se encuentra al inicio de la Calle Herrera (en el que se suman los caudales aportados por el Colector 5).
- **P.K.0+602 → P.K.0+786:** Este tramo del emisario ya existe en la actualidad y discurre a lo largo de la Calle Herrera, desde el pozo de registro al que llegará la impulsión, hasta otro pozo de registro igualmente ya existente (del que en la actualidad parte un colector mediante el que se produce el tercer punto de vertido al río). Es un colector de PVC de Ø630mm y por él circularán tanto los caudales impulsados por la Estación de Bombeo nº2, como los aportados por el Colector 5 (generados en el Área 6). Estos últimos se sumarán a la conducción principal en el pozo de registro de cabecera.
- **P.K.0+786 → P.K.0+806:** Este tramo de colector, que estará en la Calle Herrera, conectará el punto anterior con el pozo de registro P5 al que llegará el Colector 6 (aportando los caudales procedentes del Área 7).
- **P.K.0+806 → P.K.0+818:** Este tramo, que estará igualmente en la Calle Herrera, se encontrará entre el pozo de registro P5 (a la altura de la Travesía de Herrera), y el Aliviadero 1. Por el circularán tanto los caudales impulsados desde la Estación de Bombeo nº2 como los caudales aportados por los Colectores 5 y 6.
- ***Aliviadero 1.***
- **P.K.0+821 → P.K.0+937:** Este tramo del emisario saldrá desde el Aliviadero 1 y desembocará en el pozo de registro P7, al que llegará el Colector 7 (a la altura de la calle Donantes de Sangre). Por él circularán los caudales que pasarán a través del Aliviadero 1.

- **P.K.0+937 → P.K.1+018:** Este colector discurrirá bajo la Calle Herrera, desde el pozo de registro P7 (en el que se sumarán los caudales transportados por el Colector 7) hasta el pozo de registro P9, a la altura del cruce de la Calle Herrera con el Camino de Palacios (en el que se sumarán los caudales que llegarán a través de los Colectores 8 y 9). Por el circularán los caudales que pasarán el Aliviadero 1 y los caudales aportados por el Colector 7 (que recoge los caudales generados en el Área 8).
- **P.K.1+018 → P.K.1+024:** Este tramo de colector discurrirá bajo el Camino de Palacios desde el pozo de registro P9, al que llegan las acometidas 8 y 9, hasta el Aliviadero 2. Por el circularán tanto los caudales procedentes del emisario como los caudales aportados por los colectores 8 y 9 (correspondientes a las Áreas 9 y 10).

- ***Aliviadero 2.***
- **P.K.1+027 → P.K.1+434:** Por este colector, que se encontrará bajo el Camino de Palacios, circularán los caudales que pasarán a través del Aliviadero 2, desde el mismo hasta el pozo de registro P17 que se ubicará justo antes de la pasarela sobre el río Duero.
- **P.K.1+434 → P.K.1+574:** Este tramo comprende tanto el colector que irá colgado sobre la pasarela, como el colector necesario para conectar el final de la misma con el pozo de registro P18 (ya en la margen derecha) en el que se sumarán los caudales transportados por el Colector 10 (correspondiente al Área del Casco Urbano de la margen derecha). Por el circularán los caudales que llegarán por el tramo de emisario desde aguas arriba.
- **P.K.1+574 → P.K.1+586:** Este tramo conectará (bordeando la margen derecha del río Duero) el pozo de registro P18 con el Aliviadero 3. Por el circularán los caudales aportados por el Colector 10 y los que llegarán a través del propio Emisario de la Margen Izquierda.
- ***Aliviadero 3.***
- **P.K.1+588→ P.K.1+892:** Este último tramo transportará los caudales que pasarán a través del Aliviadero 3, desde el mismo (bordeando la margen derecha del río Duero) hasta una estación de bombeo ya existente a la altura del Centro de la Tercera Edad de Tudela de Duero.

Aliviaderos: Se dispondrán a lo largo del emisario principal, todos ellos cumplirán el coeficiente de dilución 1:6:

- El primero inmediatamente posterior al punto en el que se incorporarán los caudales procedentes del Colector 6 (P.K.0+820).
- El segundo inmediatamente posterior al punto en el que se incorporarán los caudales procedentes de los Colectores 8 y 9 (P.K.1+026).
- El tercero inmediatamente posterior al punto en el que se incorporarán los caudales procedentes del Colector 10 (P.K.1+587).

Colector Margen Derecha: Los trabajos también contemplan la sustitución de un colector existente en la margen derecha de Ø250mm (correspondiente con la tubería que numeramos anteriormente como Colector 10). La necesidad de este cambio de tubería radica en que aguas arriba de este tramo el Ayuntamiento sustituyó en una actuación anterior el colector por otro de PVC de Ø500mm, dejando para una posterior actuación el tramo que discurre por el camino que bordea la margen derecha hasta la Estación de Bombeo existente a la altura del Centro de la Tercera Edad. La mayor parte de este tramo será sustituido en esta actuación (correspondiente con el tramo del Emisario Principal que va desde el P.K.1+574 hasta el P.K.1+586) puesto que no tendrá capacidad suficiente para transportar los caudales que serán aportados a mayores procedentes de la margen izquierda.

Dejar un tramo de tubería de Ø250mm entre otros dos de mayor capacidad, no resulta adecuado, puesto que puede dar lugar problemas de atascamientos. Por ello, se decide sustituir este tramo de 96,3 metros.

2.2 ESTACIONES DE BOMBEO.

2.2.1 Estación de bombeo nº1.

En este punto se diseñará la Estación de Bombeo y la Impulsión a través de la cual se bombearán los caudales generados en la Urbanización privada "Camping Club de Duero".

La Estación de Bombeo se ubicará en las proximidades del lugar donde se encuentran las actuales fosas sépticas que dan servicio a la Urbanización.

Caudales.

Se citan los caudales punta, medio y mínimo de aguas negras, tanto para la situación actual como futura, determinados en el Anejo nº2 "Cálculo de caudales para nuevas incorporaciones a EDAR", en base a los cuáles se dimensionará la Estación de Bombeo:

- Situación actual:
  - $Q_{med,N}$= 0,43 l/s
  - $Q_{min,N}$= 0,11 l/s
  - $Q_{p,N}$= 0,98 l/s
  - Q_{II}= 537 l/s
  - Q_{min}= $Q_{min,N}$= 0,11 l/s
  - Q_{max}= Q_{II} + $Q_{med,N}$ =537,43 l/s

- Situación futura:
  - $Q_{med,N}$= 0,81 l/s
  - $Q_{min,N}$= 0,20 l/s
  - $Q_{p,N}$=1,60 l/s

- Q_{II}= 537 l/s
- Q_{min}= $Q_{min,N}$= 0,20 l/s
- Q_{max}= Q_{II} + $Q_{med,N}$ =537,81 l/s

2.2.2 Impulsión.

Parámetros de diseño.

La impulsión se diseñará para el caudal punta de aguas negras máximo que se produzca hasta el año horizonte (situación futura de funcionamiento).

- Caudal de diseño: $Q_{P,n} = 1{,}60 \frac{l}{s}$
- Material de la tubería: PE.

Diámetro de la impulsión.

El diámetro de la impulsión se determinará a partir de la siguiente expresión. Se tendrá en cuenta que el diámetro del tubo de la impulsión deberá ser al menos igual al diámetro de la brida de descarga. Además, el mismo será de tal tamaño que la velocidad no sea superior a 3 m/s ni inferior a 0,6 m/s (para evitar sedimentaciones).

$$D = 1{,}128 * \sqrt{\frac{Q_b}{V}}$$

Donde:

- D: Diámetro técnico de la impulsión (m)
- Q_b: Caudal a bombear(m^3/s) → Caudal punta de aguas negras (1,60 l/s)
- v: Velocidad (m/s)

$$v_{max} = 3\,{}^{m}/_{s} \rightarrow D_{min} = 1{,}128 * \sqrt{\frac{(1{,}60 * 10^{-3})}{3}} = 26\ mm$$

$$v_{min} = 0{,}60\,{}^{m}/_{s} \rightarrow D_{max} = 1{,}128 * \sqrt{\frac{(1{,}60 * 10^{-3})}{0{,}60}} = 58\ mm$$

A caudal punta de aguas negras (que será la situación para la que se dimensionará la impulsión), el diámetro debería estar comprendido entre 58mm y 26mm para que se cumpla con los condicionantes de velocidades máxima y mínima.

Se ha decidido adoptar el diámetro comercial máximo que se encuentre dentro de la horquilla con el fin de reducir el riesgo de atascamientos de la impulsión. Este diámetro corresponde a una tubería de PE de Ø63mm PN10, que tiene un diámetro interior de 57mm.

Diámetro de la impulsión = 63mm

2.2.3 Diseño de la estación de bombeo.

Será necesaria la instalación de una Estación de Bombeo en la zona que se especifica en los planos con el fin de bombear el caudal generado en la Urbanización privada "Camping Club de Duero" hasta el Emisario de la Margen Izquierda.

Parámetros de diseño.

La obra civil de la Estación de Bombeo será dimensionada para el caudal punta en el año horizonte, que corresponde con la situación futura de funcionamiento.

En cambio las bombas serán dimensionadas para la situación actual de funcionamiento.

A continuación se enumeran los parámetros de diseño:

- Cota de salida: 693,64 metros (establecida en el fondo del pozo de bombeo, con lo que quedamos del lado de la seguridad).
- Cota de llegada: 705,06 metros.
- Altura geométrica: 11,42 metros.
- Longitud de la impulsión: 77,3 metros.
- Material de la tubería de la impulsión: PE.

- Diámetro de la tubería de la impulsión: 63mm.

Volumen del Pozo de Bombeo.

El volumen del pozo de bombeo deberá ser tal que tenga capacidad suficiente para almacenar el volumen de agua que llega al mismo en situación de tormenta hasta asegurar que no se verterá agua a través del aliviadero con un coeficiente de dilución menor a 1:6. Esta condición se asegura diseñando un pozo de bombeo, con un volumen hasta el labio inferior del aliviadero, con capacidad para retener 6 veces el caudal medio de aguas negras durante el tiempo de aguacero considerado en la determinación del caudal máximo de lluvia (20 minutos).

Coeficiente de dilución	6
Caudal medio de negras (l/s)	0,81
Tiempo (min)	20
Volumen necesario (m^3)	**5,84**

El aliviadero anteriormente referido trabajará en situación de tormenta, cuando el caudal sea mayor a la capacidad de impulsión de las bombas, en cuyo caso el nivel de agua en el pozo de bombeo comenzará a aumentar hasta llegar a la cota a la que se encuentra el aliviadero, comenzando así a desaguar.

Dimensionamiento geométrico del pozo de bombeo.

En cuanto al dimensionamiento geométrico, la Estación de Bombeo quedará condicionada por los siguientes aspectos:

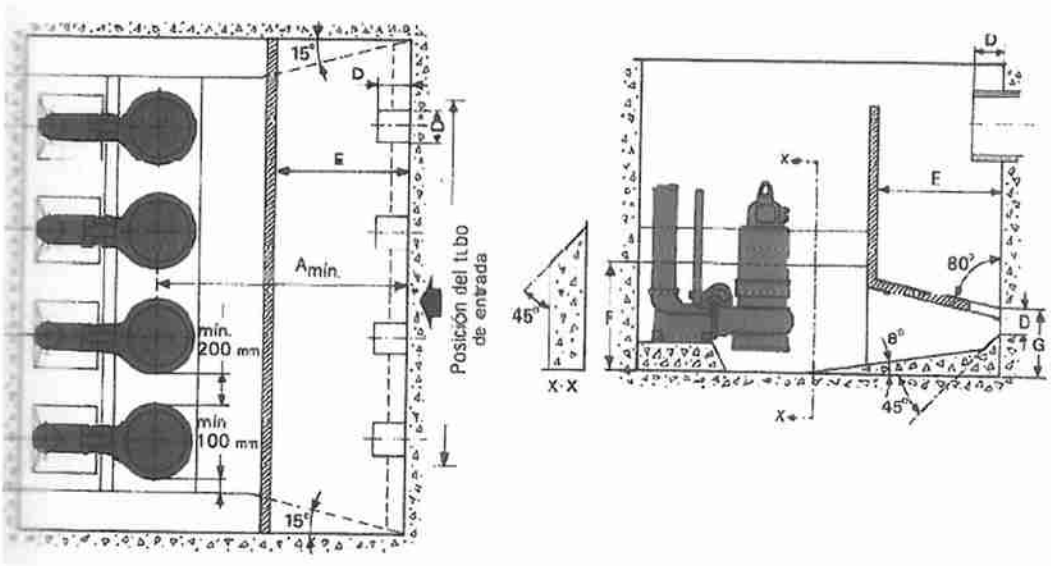
- Caudal de entrada.

- Número y tamaño de las bombas necesarias.

- Espacio disponible.

- Cota del colector de llegada y de la impulsión de salida.

Asimismo, se respetarán las dimensiones máximas y mínimas establecidas en la "Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano" del CEDEX (en función del caudal).



		Valor recomendado (mm)
A mínimo	Distancia entre ejes de bombas y entrada de agua	$162Q^{0.5}$
B mínimo	Distancia entre ejes de bombas contiguas	$70Q^{0.5}$
C máximo	Distancia entre eje de bomba a muro más próximo	$34Q^{0.5}$
D	Lado del hueco de comunicación	$22Q^{0.5}$
E	Distancia entre entrada de agua y pantalla deflectora	$304Q^{0.25}$
F mínimo	Nivel de agua	$178Q^{0.274}$
G mínimo	Distancia entre volutas contiguas	200
H mínimo	Distancia entre muro y voluta extrema	200

En base a estas consideraciones se definirán las dimensiones de la Estación de Bombeo.

La altura del pozo de bombeo hasta el labio inferior del aliviadero será de 1,96metros (función de la cota de llegada del colector, del rango de trabajo de las bombas,...siempre asegurando que la profundidad total del pozo no sea excesiva).

Una vez establecida la altura del pozo de bombeo hasta el labio inferior del aliviadero, se calcula la superficie mínima necesaria del mismo para que no se vierta agua a través del mismo con un coeficiente de dilución menor a 1:6. Este cálculo se hace en base al volumen determinado en el punto anterior.

Las dimensiones resultantes del pozo serían muy pequeñas. Si éstas se adoptasen como definitivas el acceso al interior del mismo sería muy complicado, dificultando con ello enormemente las tareas de operación y mantenimiento. Por ello, se decide establecer un pozo de dimensiones mayores a las estrictamente necesarias. Éstas serán de **2,5m de largo por 2,5m de ancho** (volumen hasta el labio inferior del aliviadero igual a 12,25m^2).

Por otro lado, la altura del pozo de bombeo, hasta la cota del terreno, será de 4 metros.

Se dispondrá de una pantalla deflectora de PRFV para reducir la velocidad de entrada del agua residual desde la red y asegurar un flujo regular de agua (sin turbulencias ni remolinos) en el interior de la cámara de las bombas. Esta pantalla tendrá tres orificios que comunicarán con el sistema de bombas.

Alrededor de la zona donde se instalarán las bombas (en el lugar que se indica en los planos) se colocará una reja con separación entre barrotes de 60mm con el fin de evitar la entrada de grandes sólidos hacia las bombas.

Debido a la poca envergadura del pozo de bombeo y a los caudales tan bajos que llegarán al mismo se decide adoptar como aliviadero el colector por medio del cual se verterán las aguas al río Duero. Con el fin de evitar que los sólidos flotantes salgan a través del colector, se dispondrá una chapa deflectora de PRFV de dimensiones 1m*1m, a una separación de 10cm de la pared.

Se dotará al fondo del pozo de una pendiente en dirección a las bombas con el fin de favorecer el arrastre de los sedimentos hacia las mismas.

El pozo está proyectado en hormigón armado HA-30 para la clase de exposición ambiental Q_b (ataques químicos).

Pérdidas de carga continuas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga se toman como base las recomendaciones incluidas en la "Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano" del CEDEX.

Las pérdidas de carga continuas en una tubería se determinan a partir de la fórmula universal de Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{f * v^2}{2 * g * D}$$

Donde:

- J: Pérdida hidráulica expresada en m/m
- v: Velocidad expresada en m/s
- f: Coeficiente de pérdida de carga
- D: Diámetro de la conducción expresado en m.

El coeficiente de pérdida de carga por unidad de longitud se calcula a partir de la expresión de Colebrook-White:

$$f = \frac{0{,}25}{\left[\log\left(\frac{k}{3{,}71 * D} + \frac{5{,}74}{R_e^{0{,}9}}\right)\right]^2}$$

Donde:

- k: Rugosidad equivalente de Nikuradse de la tubería en m
- R_e: Número de Reynolds (adimensional)

$$R_e = \frac{\mathbf{v} * \mathbf{D}}{\upsilon_c}$$

- υ_c: Viscosidad cinemática del agua expresada en m^2/s (en nuestro caso debido a las características del agua su valor es $1{,}31*10^{-6}$ m^2/s)

La pérdida de carga continua a lo largo de la impulsión es:

$$\Delta h = I * L$$

Donde:

- I: pérdida de carga por unidad de longitud (m/ml)

- L: longitud expresada en m

El valor de K para los diferentes materiales:

Material	K (m) Valor recomendado	K (m) Valor mínimo	K (m) Valor máximo
Fundición	0,0001	0,00003	0,0003
Acero	0,00005	0,00003	0,00015
Hormigón	0,0003	0,00025	0,003
PVC	0,00001	0,000002	0,000025
PE	**0,00001**	**0,000002**	**0,000025**
PRFV	0,00003	0,00001	0,00003

La impulsión en este caso es de PE, por lo que el valor de la rugosidad es 0.00001m.

Pérdidas de carga en elementos singulares.

Con el fin de simplificar los cálculos, y gracias a la experiencia adquirida en anteriores cálculos hidráulicos de similares características, se considera que las pérdidas de carga localizadas son el 15 % de las pérdidas de carga continuas.

$$\Delta h_{loc} = 0.15 * \Delta h$$

Bombeo.

La capacidad de las bombas se ha fijado para caudal máximo de aguas negras en la situación actual de funcionamiento ($Q_{p,N}$= 0,98 l/s). En base a los resultados de la

misma, se comprobará cómo trabajarán las bombas en la situación futura de funcionamiento ($Q_{p,N}$= 1,60 l/s)

Las bombas deberán disponer de un variador de frecuencia para poder ajustarse a los caudales y de un paso de voluta mayor a 8 cm.

El sistema elegido en este caso es 1+1 (una bomba de reserva), siendo ambas de las mismas características.

Para el diseño del bombeo se estudiará el punto más desfavorable. Este coincide con el punto más alto de la impulsión, situado al final de la misma.

La longitud de la impulsión hasta el mismo será de 77,3m, siendo su cota 705,06m. Por lo que, teniendo en cuenta que la impulsión saldrá a la cota 693,64m (coincidente con el fondo del pozo de bombeo con lo que quedamos del lado de la seguridad), la altura geométrica será de 11,42m.

Sumando a la altura geométrica las pérdidas de carga que se producirán en el tramo correspondiente de la conducción, obtendremos la altura manométrica estricta. Dimensionar el bombeo para esta altura no es recomendable por lo que, con el fin de asegurarnos de que el agua llegará al punto requerido, sumaremos 2m a la altura manométrica estricta.

La tubería de la impulsión, tal y como se determinó anteriormente será de PE de Ø63mm (a la cual corresponde un diámetro interior de 57mm y una rugosidad absoluta de Nikuradse de magnitud 0,00001m).

Se ha implementado una hoja de cálculo, donde se aplican las fórmulas, datos y coeficientes anteriormente desarrollados, obteniéndose de esta manera las características del bombeo:

Bombeo a $Q_{p,N}$ (situación actual) = 0,98 l/s	
Altura bomba considerada (m.c.a.)	13,74
Altura manométrica estricta (m.c.a.)	11,74
Sobredimensionamiento bomba	14,5%
Longitud (m)	77,3
Caudal máx (m^3/h)	3,528
Cotas (m)	11,42
Ø (mm)	57,0
Rugosidad absoluta de Nikuradse **K** (m)	0,00001
Caudal (m^3/s)	0,001
Diámetro (m)	0,057
Velocidad (m/s)	0,38
Número de Reynolds **Re** (adimensional)	16719
Coeficiente de fricción **f** (adimensional)	0,02741
Pérdida de carga lineal (m/m) **J**	0,00362
Pérdida de carga totales (m)	0,32
Pérdida de carga puntual (m)	0,04
Factor mayoración por pérdidas localizadas	15%

Con el diámetro de tubería y el caudal a bombear adoptados, las velocidades que se producirán en la impulsión serán inferiores a 0,60m/s, por lo que existe riesgo de sedimentaciones en la misma. Esta situación es consecuencia de los caudales tan bajos que se van a bombear. Una solución para atajar este problema podría ser acudir a diámetros de impulsión menores, pero no es posible puesto que se está adoptando el diámetro comercial existente más pequeño (además del consecuente riesgo de atascamiento que acarrearía).

Por ello, se deberá bombear a un caudal mayor al caudal punta de la situación actual. Éste será al menos igual a aquél que asegure que las velocidades producidas en la tubería de la impulsión sean al menos 0,60m/s. Este caudal será de 1,53 l/s. En la siguiente tabla se pueden ver las características del bombeo:

Bombeo a Q = 1,53 l/s	
Altura bomba considerada (m.c.a.)	14,13
Altura manométrica estricta (m.c.a.)	12,13
Sobredimensionamiento bomba	14,19%
Longitud (m)	77,3
Caudal máx (m^3/h)	5,508
Cotas (m)	11,42
Ø (mm)	57,0
Rugosidad absoluta de Nikuradse **K** (m)	0,00001
Caudal (m^3/s)	0,002
Diámetro (m)	0,057
Velocidad (m/s)	0,60
Número de Reynolds **Re** (adimensional)	26102
Coeficiente de fricción **f** (adimensional)	0,02467
Pérdida de carga lineal (m/m) **J**	0,00794
Pérdida de carga totales (m)	0,71
Pérdida de carga puntual (m)	0,09
Factor mayoración por pérdidas localizadas	15%

La potencia necesaria de las bombas que se instalarán se determinará a partir de la siguiente fórmula:

$$P(KW) = \frac{d * g * H_m * Q}{\mu}$$

CALCULO BOMBA	
POTENCIA BOMBA (Kw)	**0,35**
ALTURA (m)	14,13
Nº BOMBAS	1
CAUDAL (m^3/s)	0,002
RENDIMIENTO	0,6
GRAVEDAD (m/s^2)	9,8
DENSIDAD (Kg/m^3)	1000

Se incluyen las especificaciones técnicas de las bombas necesarias para el bombeo que eleva el caudal de aguas residuales hasta la red general de saneamiento.

Curva de funcionamiento

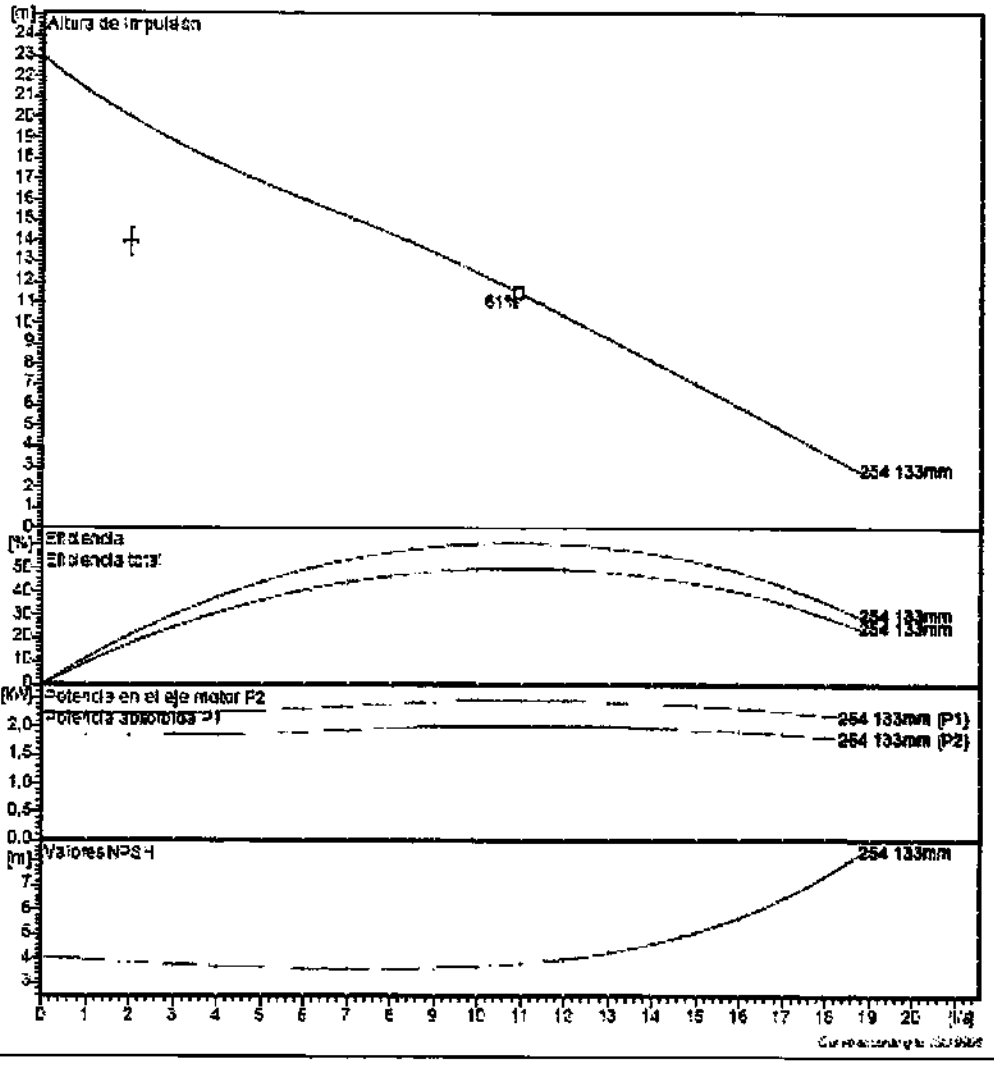
Bomba

Diam. de salida	80 mm
Inlet diameter	80 mm
Impeller diameter	133 mm
Number of blades	2

Motor

Motor #	N3085 150 15-39-2A_4V 2,4KW
Stator variant	
Frecuencia	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nº de polos	2
Fases	3~
Potencia nominal	2,4 kW
Corriente nominal	4,7 A
Corriente de arranque	26 A
Velocidad nominal	2840 1/min

Factor de potencia	
1/1 Load	0,92
3/4 Load	0,89
1/2 Load	0,82
Eficiencia	
1/1 Load	30,5 %
3/4 Load	32,5 %
1/2 Load	32,0 %



Design point						Guarantee
Flow	Head	Stat. head	Shaft power	NPSHre	Hyd eff.	ISO_9906_Grade_2
2 l/s	14 m	3 m				No

Finalmente se muestran las características de la impulsión para la situación futura de funcionamiento. Estableciendo que en dicho momento las bombas trabajarán a caudal punta de aguas negras (1,60 l/s), las características del bombeo serán las siguientes:

Bombeo a $Q_{p,N}$ (situación futura) = 1,60 l/s	
Altura bomba considerada (m.c.a.)	14,18
Altura manométrica estricta (m.c.a.)	12,18
Sobredimensionamiento bomba	14,08
Longitud (m)	77,3
Caudal máx (m^3/h)	5,760
Cotas (m)	11,42
Ø (mm)	57,0
Rugosidad absoluta de Nikuradse **K** (m)	0,00001
Caudal (m^3/s)	0,002
Diámetro (m)	0,057
Velocidad (m/s)	0,63
Número de Reynolds **Re** (adimensional)	27296
Coeficiente de fricción **f** (adimensional)	0,02442
Pérdida de carga lineal (m/m) **J**	0,00859
Pérdida de carga totales (m)	0,76
Pérdida de carga puntual (m)	0,10
Factor mayoración por pérdidas localizadas	0,1500

CALCULO BOMBA	
POTENCIA BOMBA (Kw)	**0,37**
ALTURA (m)	14,18
Nº BOMBAS	1
CAUDAL (m^3/s)	0,002
RENDIMIENTO	0,6
GRAVEDAD (m/s^2)	9,8
DENSIDAD (Kg/m^3)	1000

Estudio número de arranques y tiempos de retención hidráulica.

Dadas las dimensiones del pozo de bombeo y la capacidad de estos equipos electromecánicos se asegurará que el número de arranques por hora será menor del máximo recomendado por la mayoría de los fabricantes, 5 por hora, lo que redunda en la eficiencia de los equipos y en su vida útil.

Además, de acuerdo con las recomendaciones establecidas en el *Manual de Depuración Uralita*, se tendrán en cuenta las siguientes dos consideraciones:

- Tiempo máximo de retención de agua: 60 minutos.

- Tiempo mínimo de funcionamiento de las bombas: 10 minutos.

Por ello, con el fin de cumplir con todas estas recomendaciones se establecerá el régimen de trabajo de las bombas.

En nuestro caso el número de arranques será el siguiente, suponiendo un rango de trabajo de 0,15m y que la bomba impulsará el agua a un caudal de 1,53 l/s (con lo que se asegura que la velocidad en la tubería de la impulsión será al menos de 0,60 m/s):

- Tiempo que tarda en llenarse el pozo (considerando rango de trabajo de las bombas de 0,15m):

$$t_1 = \frac{Vol}{Q_{med.N}} = \frac{2{,}5 * 2{,}5 * 0{,}15\ (m^3)}{0{,}43 * 10^{-3}\ \left(\frac{m^3}{s}\right)} = 2.180\ seg = 0{,}60\ horas$$

- Tiempo que tarda en vaciarse (considerando rango de trabajo de las bombas de 0,15m):

$$t_2 = \frac{Vol}{Q_b} = \frac{2{,}5 * 2{,}5 * 0{,}15\ (m^3)}{1{,}53 * 10^{-3}\ \left(\frac{m^3}{s}\right)} = 612\ seg = 0{,}17\ horas$$

Se comprueba que el número de arranques por hora de nuestras bombas será de 1,3 a la hora (que es menor a lo máximo recomendado por los fabricantes).

De igual manera, sumando ambos tiempos, resulta un tiempo de retención hidráulica de 0,77 horas. El bajo tiempo de retención unido a otros factores, como la ventilación forzada que existirá en el pozo y el escaso volumen de agua retenido, garantiza la no

proliferación de procesos biológicos anaeróbicos, fuente de producción de gases nocivos como el metano y el sulfhídrico.

La carrera de trabajo podrá modificarse a criterio del explotador del sistema, pero siempre asegurando que el tiempo de retención hidráulico no suponga un detrimento de la seguridad de la no proliferación de reacciones anaerobias.

Aliviadero.

Tal y como se dijo anteriormente, debido a la poca envergadura del pozo de bombeo y a los bajos caudales con los que se trabajará, no se cree necesaria la disposición de un aliviadero en el pozo de bombeo, considerándose suficiente el vertido directo al colector por medio del cual se evacuaran los caudales hacia el río Duero.

El caudal vertido a través del mencionado colector deberá tener un coeficiente de dilución al menos 1:6 (condición que se asegura disponiendo el labio inferior del colector a la cota referida anteriormente).

Con el fin de evitar la salida de sólidos en suspensión a través del colector-aliviadero en dirección al cauce, se dispondrá una chapa deflectora de PRFV de dimensiones 1m*1m separada a 10cm de la salida del colector.

Colector-Aliviadero.

Será necesario el dimensionamiento del colector en el que verterán las aguas procedentes de la Estación de Bombeo nº1 en caso de que el nivel de agua en la misma suba. Éste deberá tener capacidad para transportar la diferencia entre el máximo caudal que llegará a la mencionada estación y el impulsado por las bombas:

- Situación actual:

$$Q_{aliv} = 537{,}43 - 1{,}53 = 535{,}9\ {}^{l}/_{s}$$

- Situación futura:

$$Q_{aliv} = 537{,}81 - 1{,}60 = 536{,}2\ {}^{l}/_{s}$$

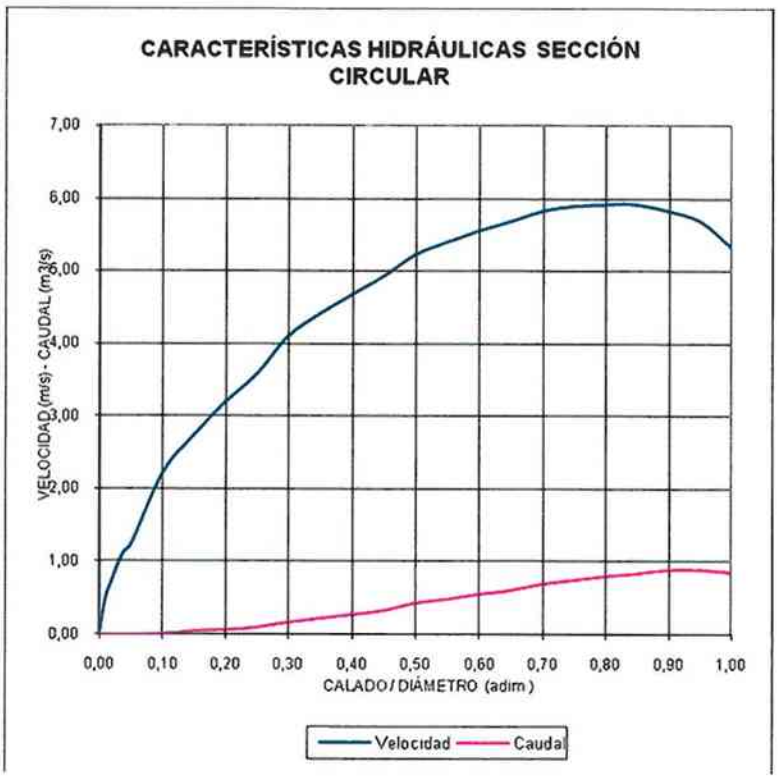
Teniendo en cuenta que el colector parte de la Estación de Bombeo a la cota 695,6m, que llega al punto de vertido a la cota 695m y que la longitud del mismo será 11,4m, su pendiente será del 5,25%.

Como colector aliviadero se ha adoptado un tubo de **PVC de Ø400mm** (diámetro interior 364mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009).

$$Q_{max} = 0{,}536\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 5{,}87\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}81}$$

En la siguiente tabla se puede comprobar que el mismo tiene capacidad para desaguar el caudal requerido, cumpliendo con el condicionante de velocidad máxima (menor a 6m/s) y con el de llenado de la sección (menor al 85%).

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,004	0,003	0,49	0,0001
0,02	0,007	0,005	0,71	0,0003
0,03	0,011	0,007	0,95	0,0009
0,04	0,015	0,010	1,17	0,0017
0,05	0,02	0,01	1,41	0,0031
0,10	0,04	0,03	2,19	0,0136
0,15	0,05	0,03	2,52	0,0217
0,20	0,07	0,04	3,09	0,0433
0,25	0,09	0,05	3,59	0,0718
0,30	0,11	0,06	4,01	0,1065
0,35	0,13	0,07	4,39	0,1464
0,40	0,15	0,08	4,71	0,1907
0,45	0,16	0,08	4,86	0,2142
0,50	0,18	0,09	5,13	0,2630
0,55	0,20	0,10	5,35	0,3134
0,60	0,22	0,10	5,54	0,3641
0,65	0,24	0,11	5,68	0,4137
0,70	0,25	0,11	5,74	0,4376
0,75	0,27	0,11	5,83	0,4825
0,80	0,29	0,11	5,87	0,5218
0,85	0,31	0,11	5,86	0,5531
0,90	0,33	0,11	5,78	0,5728
0,95	0,35	0,10	5,59	0,5739
1,00	0,36	0,10	5,39	0,5595



2.2.4 Comprobación del golpe de ariete.

Será necesaria la comprobación del golpe de ariete (también denominado transitorio), consistente en la alternancia de depresiones y sobrepresiones, debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería, es decir, básicamente es una variación de presiones.

El cálculo del mismo se puede realizar por medio de la fórmula de Michaud o la fórmula de Allievi, en función de que el tipo de cierre sea lento o rápido.

$$T > \frac{2 * L}{a} \rightarrow Cierre\ lento \rightarrow Michaud$$

$$T < \frac{2 * L}{a} \rightarrow Cierre\ rápido \rightarrow Allievi$$

Donde:

- T: Tiempo de cierre (s).
- L: Longitud de la impulsión (m).
- a: Velocidad de propagación de la onda o celeridad (m/s).

El tiempo de cierre y la velocidad de propagación de la onda se determinarán a partir de las siguientes expresiones:

$$T = C + \frac{K * L * v}{g * H_m}$$

$$a = \frac{9.900}{\sqrt{48{,}3 + K * D/e}}$$

Donde:

- C: Coeficiente que podrá adoptar los siguientes valores (según Mendiluce):
  - C=1; si $H_m/L < 0{,}2$
  - C=0; si $H_m/L \geq 0{,}4$
  - C=0,60; si $H_m/L = 0{,}3$
- K: Coeficiente que podrá adoptar los siguientes valores (según Mendiluce):
  - K=2; si L < 500
  - K=1,75; si L = 500
  - K=1,50; si 500 < L< 1.500
  - K=1,25; si L = 1.500
  - K=1,00; si L > 1.500
- d: Diámetro de la tubería.
- e: Espesor de la pared de la tubería.

Finalmente si el cierre es lento, la sobrepresión debida al golpe de ariete se determinará a partir de la *Fórmula de Michaud*:

$$\Delta H = \frac{2 * L * v}{g * T}$$

Donde:

- ΔH: Sobrepresiones (m.c.a.).
- L: Longitud de la impulsión (m).
- g: Aceleración de la gravedad (9,81 m/s^2).
- T: Tiempo de cierre (s).

Por el contrario si el cierre resulta ser rápido, la sobrepresión debida al golpe de ariete se determinará a partir de la *Fórmula de Allievi*:

$$\Delta H = \frac{\Delta v}{g}$$

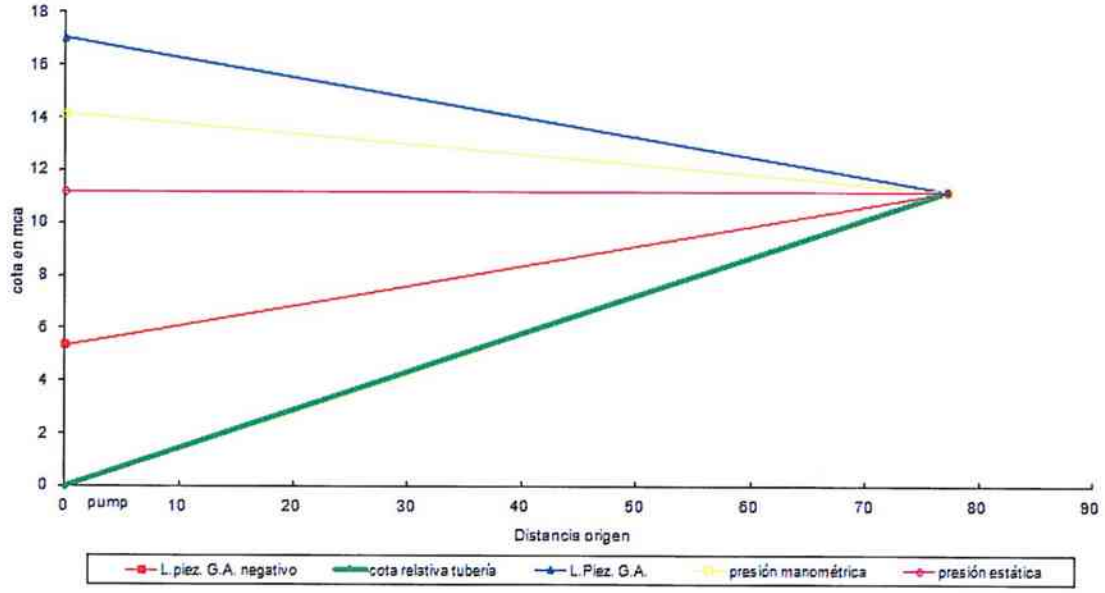
Donde:

- ΔH: Sobrepresiones (m.c.a.).
- Δv: Variación de la velocidad (m/s).
- g: Aceleración de la gravedad (9,81 m/s^2).

Con todas estas fórmulas se ha implementado una hoja de cálculo mediante la cual se han determinado las sobrepresiones en la impulsión. Los resultados de la misma se muestran a continuación:

CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE	
Diámetro nominal de la impulsión (mm)	57
Caudal (l/s)	1,6
Longitud de la impulsión (m)	77,3
Velocidad (m/s)	0,63
Altura manométrica H_m (m.c.a.)	14,18
Altura geométrica H_g (m.c.a.)	11,21
Espesor de la tubería (mm)	3
Coeficiente C	1
Coeficiente K	2
Celeridad (m/s^2)	**379**
Tiempo de cierre (s)	**1,70**
Tipo de cierre	**LENTO**
Fórmula a aplicar	**MICHAUD**
Sobrepresión (m.c.a.)	**5,82**

A continuación se muestra una representación gráfica del golpe de ariete donde se representa: la *Línea Piezométrica del Golpe de Ariete Negativo* (en rojo), la *Cota Relativa de la Tubería* (en verde), la *Línea Piezométrica del Golpe de Ariete Positivo* (en azul), la *Presión Manométrica* (en amarillo) y la *Presión Estática* (en magenta):



La tubería de la impulsión es PN10, lo que se traduce en que tiene una resistencia de 100 mca. Por ello, se puede asegurar que resistirá sobradamente las sobrepresiones producidas como consecuencia del golpe de ariete.

$$P_{max} = P_{estática} + Sobrepresión = 11{,}21 + 5{,}82 = 17{,}03\ m.c.a. < 100\ m.c.a.$$

Además las bombas estarán protegidas del fenómeno del régimen transitorio gracias a la disposición de una válvula antirretorno que se colocará tras las mismas al inicio de la impulsión, siendo soportadas en estos casos las sobrepresiones producidas por la propia tubería de la impulsión.

2.3 ESTACIÓN DE BOMBEO Nº2.

En este punto se procederá al diseño de la Estación de Bombeo y de la Impulsión a través de la cual se bombearán los caudales que llegan a la Plaza El Plantío hasta la Calle Herrera.

Los caudales que llegarán a esta estación serán los procedentes de las Áreas 1, 2, 3, 4 y 5, por lo que su correcto dimensionamiento será de vital importancia debido al gran área al que dará servicio.

Caudales.

Se enumeran los caudales punta, medio y mínimo de aguas negras, tanto para la situación actual como futura, determinados en el Anejo nº2 "Cálculo de caudales para nuevas incorporaciones a EDAR", en base a los cuáles se dimensionará la Estación de Bombeo nº2:

- Situación actual:
  - $Q_{med,N}$= 2,80 l/s
  - $Q_{min,N}$= 0,70 l/s
  - $Q_{p,N}$= 6,32 l/s
  - Q_{II}= 825 l/s
  - Q_{min}= $Q_{min,N}$= 0,70 l/s
  - Q_{max}= Q_{II} + $Q_{med,N}$ =827,8 l/s
- Situación futura:
  - $Q_{med,N}$= 7,70 l/s
  - $Q_{min,N}$= 1,92 l/s
  - $Q_{p,N}$= 15,27 l/s
  - Q_{II}= 825 l/s
  - Q_{min}= $Q_{min,N}$= 1,92 l/s
  - Q_{max}= Q_{II} + $Q_{med,N}$ =832,7 l/s

2.3.1 Impulsión.

Parámetros de diseño.

La impulsión se diseñará para el caudal punta de aguas negras máximo que se produzca hasta el año horizonte.

- Caudal de diseño: $Q_{p,n} = 15{,}27 \frac{l}{s}$
- Material de la tubería: Fundición Dúctil.

Diámetro de la impulsión.

El diámetro de la impulsión se determinará a partir de la siguiente expresión. Se tendrá en cuenta que el mismo deberá ser al menos igual al diámetro de la brida de descarga. Además, el diámetro será de tal tamaño que la velocidad no sea superior a 3 m/s ni inferior a 0,6 m/s (para evitar sedimentaciones).

$$D = 1{,}128 * \sqrt{\frac{Q_b}{V}}$$

Donde:

- D: diámetro técnico de la impulsión (m)
- Q_b: caudal a bombear(m^3/s) = caudal punta de aguas negras (15,27 l/s)
- v:velocidad (m/s)

$$v_{max} = 3\,{}^{m}/_{s} \rightarrow D_{mín} = 1{,}128 * \sqrt{\frac{(15{,}27 * 10^{-3})}{3}} = 80\ mm$$

$$v_{min} = 0{,}60\,{}^{m}/_{s} \rightarrow D_{max} = 1{,}128 * \sqrt{\frac{(15{,}27 * 10^{-3})}{0{,}60}} = 180\ mm$$

A caudal punta de aguas negras (que será la situación para la que se dimensionará la impulsión), el diámetro debería estar comprendido entre 180mm y 80mm para que se cumpla con los condicionantes de velocidades máxima y mínima.

Por lo que se decide adoptar como diámetro de la impulsión el diámetro comercial máximo dentro de la horquilla anteriormente establecida:

Diámetro de la impulsión = 150mm

2.3.2 Diseño de la estación de bombeo.

Será necesaria la instalación de una Estación de Bombeo en la zona que se especifica en los planos con el fin de bombear el caudal generado en la las Áreas 1, 2, 3, 4 y 5 que se han definido conforme al Anejo nº2 "Cálculo de caudales para nuevas incorporaciones a EDAR".

En la Estación de Bombeo se dispondrá un aliviadero de tal forma que, en caso de tormenta, el caudal evacuado a través de él tenga un coeficiente de dilución al menos 1:6.

La Estación de Bombeo estará formada por el Pozo de Bombeo y por la Cámara de Alivio.

Parámetros de diseño.

La obra civil de la Estación de Bombeo será dimensionada para el caudal punta en el año horizonte, que corresponde con la situación futura de funcionamiento.

En cambio las bombas serán dimensionadas para la situación actual de funcionamiento.

A continuación se enumeran los parámetros de diseño:

- Cota de salida: 699,4 metros (establecida en el fondo del pozo de bombeo, con lo que quedamos del lado de la seguridad).
- Cota de llegada: 707,19 metros.
- Altura geométrica: 7,87 metros.
- Longitud de la impulsión: 103,3 metros.
- Material de la tubería de la impulsión: Fundición Dúctil.
- Diámetro de la tubería de la impulsión: 150mm.

Volumen del Pozo de Bombeo.

El volumen del pozo de bombeo deberá ser tal que tenga capacidad suficiente para almacenar el caudal que llega al mismo en situación de tormenta hasta asegurar que no se verterá agua a través del aliviadero con un coeficiente de dilución menor a 1:6. Esta condición se asegura diseñando un pozo de bombeo, con un volumen hasta el labio inferior del aliviadero, con capacidad para retener 6 veces el caudal medio de aguas negras durante el tiempo de aguacero considerado en la determinación del caudal máximo de lluvia.

Coeficiente de dilución	6
Caudal medio de negras (l/s)	7,70
Tiempo de aguacero (min)	20
Volumen necesario (m^3)	**55,44**

El aliviadero anteriormente referido trabajará en situación de tormenta, cuando el caudal sea mayor a la capacidad de impulsión de las bombas, en cuyo caso el nivel de agua en el pozo de bombeo comenzará a aumentar hasta llegar a la cota a la que se encuentra el aliviadero, comenzando así a desaguar.

Dimensionamiento geométrico del Pozo de Bombeo.

Todas las especificaciones establecidas en cuanto a criterios de dimensionamiento geométrico para la Estación de Bombeo nº1, son extrapolables a esta segunda.

La altura del pozo de bombeo hasta el labio inferior del aliviadero será de 1,68 metros (función de la cota de llegada del colector, del rango de trabajo de las bombas,...siempre asegurando que la profundidad total del pozo no sea excesiva).

Una vez establecida la altura del pozo de bombeo hasta el labio inferior del aliviadero, se calcula la superficie mínima necesaria del mismo para que no se vierta agua a través del mismo con un coeficiente de dilución menor a 1:6. Este cálculo se hace en base al volumen determinado en el punto anterior.

Por lo tanto para que se cumpla con la anterior condición las dimensiones del pozo serán de **8,30m de largo por 4,0m de ancho** (con lo que resulta un volumen de 55,78m^3).

Por otro lado, la altura del pozo de bombeo, hasta la cota del terreno, será de 4,3 metros.

No será necesaria la disposición de una pantalla deflectora de PRFV para reducir la velocidad de entrada del agua residual desde la red ya que, gracias a la elevada longitud del pozo (8,30m) se puede asegurar un flujo regular de agua (sin turbulencias ni remolinos) en la zona en la que se ubicarán las bombas.

Alrededor de la zona donde se instalarán las bombas (en el lugar que se indica en los planos) se colocará una reja con separación entre barrotes de 60mm con el fin de evitar la entrada de grandes sólidos hacia las bombas.

Se dotará al fondo del pozo de una pendiente en dirección a las bombas con el fin de favorecer el arrastre de los sedimentos hacia las mismas.

Pérdidas de carga continuas.

Las pérdidas de carga continuas se calcularán de igual manera que se hizo para la estación de Bombeo nº1, con una única diferencia, en este caso la tubería de la impulsión será de Fundición Dúctil, por lo que el valor de la K de Nikuradse será el correspondiente a la misma en vez del de una tubería de PE.

El valor de K para los diferentes materiales:

Material	K (m) Valor recomendado	K (m) Valor mínimo	K (m) Valor máximo
Fundición	**0,0001**	**0,00003**	**0,0003**
Acero	0,00005	0,00003	0,00015
Hormigón	0,0003	0,00025	0,003
PVC	0,00001	0,000002	0,000025
PE	0,00001	0,000002	0,000025
PRFV	0,00003	0,00001	0,00003

La K de Nikuradse para una tubería de Fundición es 0.0001 m.

Pérdidas de carga en elementos singulares.

Al igual que se hizo en el cálculo de las pérdidas de carga en elementos singulares para la Estación de Bombeo nº1, se establecerá que su valor será el 15 % de las pérdidas de carga continuas.

$$\Delta h_{loc} = 0{,}15 * \Delta h$$

Bombeo.

Las bombas se dimensionarán para que trabajen a caudal punta de aguas negras para la situación actual de funcionamiento, comprobándose que en la tubería de la impulsión se cumplirán los condicionantes de velocidad mínima y máxima.

Las bombas deberán disponer de un variador de frecuencia para poder ajustarse a los caudales y de un paso de voluta mayor a 10 cm.

El sistema elegido en este caso es 1+1 (una bomba de reserva), siendo ambas de las mismas características.

Para el diseño del bombeo se estudiará el punto más desfavorable. Este coincide con el punto más alto de la impulsión, situado al final de la misma.

La longitud de la impulsión hasta el punto más desfavorable será de 103,3m, siendo su cota 707,19m. Por lo que, teniendo en cuenta que la impulsión saldrá a la cota 699,4m (coincidente con el fondo del pozo de bombeo con lo que quedamos del lado de la seguridad), la altura geométrica será de 7,79m.

Sumando a la altura geométrica las pérdidas de carga que se producirán en el tramo correspondiente de la conducción, obtenemos la altura manométrica estricta. Dimensionar el bombeo para esta altura no es recomendable por lo que, con el fin de asegurarnos de que el agua llegará al punto requerido, sumaremos 2m a la altura manométrica estricta.

La tubería de la impulsión, tal y como se determinó anteriormente será de Fundición Dúctil de Ø150mm (rugosidad absoluta de Nikuradse de magnitud 0,0001m).

Se ha implementado una hoja de cálculo, donde se aplican las fórmulas, datos y coeficientes anteriormente desarrollados, obteniéndose de esta manera las características del bombeo:

Bombeo a $Q_{p,N}$ (situación actual)= 6,32 l/s	
Altura bomba considerada (m.c.a.)	9,99
Altura manométrica estricta (m.c.a.)	7,99
Sobredimensionamiento bomba	19,9 %
Longitud (m)	103,3
Caudal máx (m^3/h)	22,752
Cotas (m)	7,79
Ø (mm)	150,0
Rugosidad absoluta de Nikuradse **K** (m)	0,0001
Caudal (m^3/s)	0,006
Diámetro (m)	0,150
Velocidad (m/s)	0,36
Número de Reynolds **Re** (adimensional)	40972
Coeficiente de fricción **f** (adimensional)	0,02392
Pérdida de carga lineal (m/m) **J**	0,00104
Pérdida de carga totales (m)	0,12
Pérdida de carga puntual (m)	0,02
Factor mayoración por pérdidas localizadas	15 %

Con el diámetro de tubería y el caudal a bombear adoptados, las velocidades que se producirán en la impulsión serán inferiores a 0,60m/s, por lo que existe riesgo de sedimentaciones en la tubería de la impulsión. Adoptar un diámetro inferior para la tubería de impulsión podría ser una solución pero en ese caso la impulsión no tendría capacidad suficiente para impulsar los caudales que se generarían en la situación futura de funcionamiento.

Por ello, se deberá bombear a un caudal mayor al caudal punta de la situación actual. Éste deberá ser al menos aquél que asegure que las velocidades producidas en la tubería de la impulsión sean al menos 0,60m/s. Este caudal será de 10,61 l/s. En la siguiente tabla se pueden ver las características del bombeo:

Bombeo a Q = 10,61 l/s	
Altura bomba considerada (m.c.a.)	10,19
Altura manométrica estricta (m.c.a.)	8,19
Sobredimensionamiento bomba	19,6 %
Longitud (m)	103,3
Caudal máx (m^3/h)	38,196
Cotas (m)	7,87
Ø (mm)	150,0
Rugosidad absoluta de Nikuradse **K** (m)	0,0001
Caudal (m^3/s)	0,011
Diámetro (m)	0,150
Velocidad (m/s)	0,60
Número de Reynolds **Re** (adimensional)	68783
Coeficiente de fricción **f** (adimensional)	0,02211
Pérdida de carga lineal (m/m) **J**	0,00271
Pérdida de carga totales (m)	0,32
Pérdida de carga puntual (m)	0,04
Factor mayoración por pérdidas localizadas	15 %

En esta segunda tabla se procede al cálculo de la potencia necesaria de la bomba a partir de la siguiente fórmula:

$$P(KW) = \frac{d * g * H_m * Q}{\mu}$$

CALCULO BOMBA	
POTENCIA BOMBA (Kw)	**1,77**
ALTURA (m)	10,19
Nº BOMBAS	1
CAUDAL (m^3/s)	0,011
RENDIMIENTO	0,6
GRAVEDAD (m/s^2)	9,8
DENSIDAD (Kg/m^3)	1000

Se incluyen las especificaciones técnicas de las bombas necesarias para el bombeo que eleva el caudal de aguas residuales hasta la red general de saneamiento.

Curva de funcionamiento

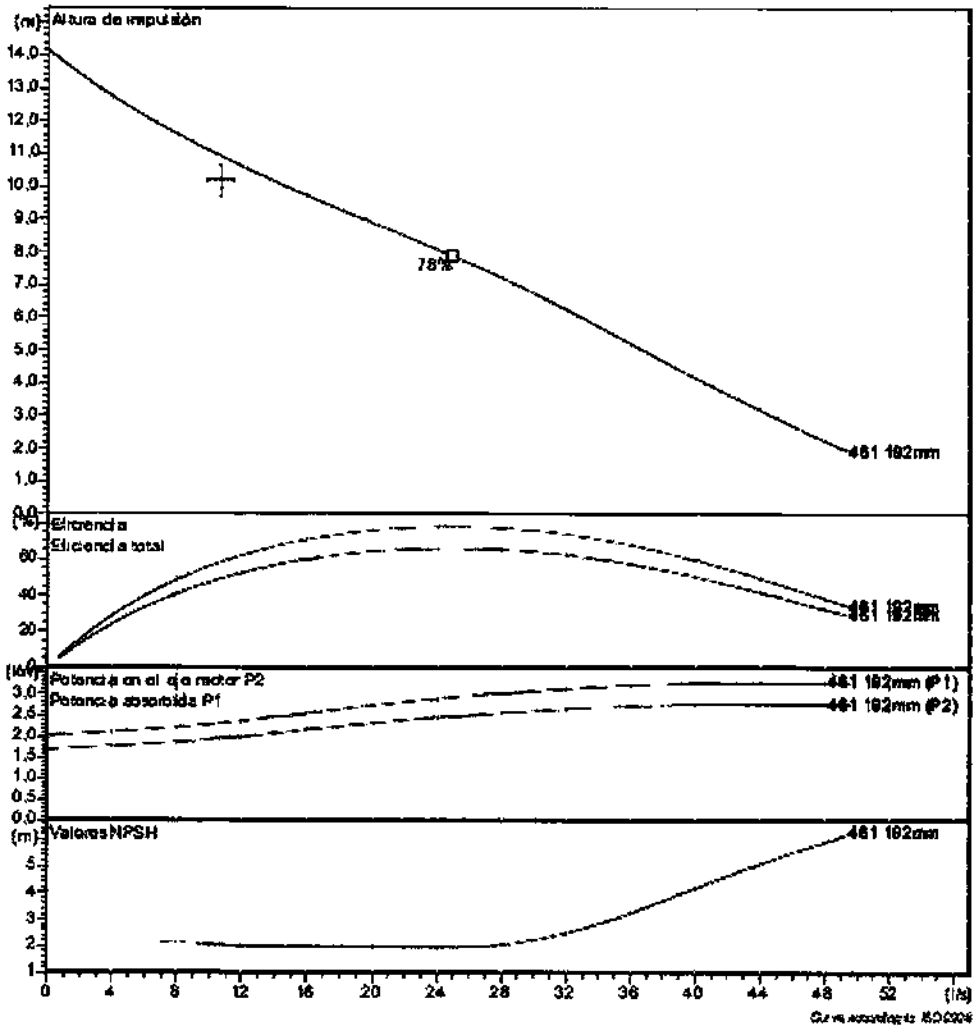
Bomba

Diam. de salida	100 mm
Inlet diameter	100 mm
Impeller diameter	192 mm
Number of blades	2

Motor

Motor #	N3102.160 18-114AL-W3.1KW
Stator variant	
Frecuencia	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nº de polos	4
Fases	3~
Potencia nominal	3,1 kW
Corriente nominal	6,7 A
Corriente de arranque	38 A
Velocidad nominal	1445 1/min

Factor de potencia	
1/1 Load	0,80
3/4 Load	0,73
1/2 Load	0,61
Eficiencia	
1/1 Load	84,0 %
3/4 Load	84,5 %
1/2 Load	83,0 %



Design point						Guarantee
Flow	Head	Stat. head	Shaft power	NPSHre	Hyd eff.	ISO 9906, Grade 2
10,6 l/s	10,2 m	0 m				No

Finalmente se muestran las características de la impulsión para la situación futura de funcionamiento. Estableciendo que en dicho momento las bombas trabajarán a caudal punta de aguas negras (15,27 l/s), las características del bombeo serán las siguientes:

Bombeo a $Q_{p,N}$ (situación futura)= 15,27 l/s	
Altura bomba considerada (m.c.a.)	10,51
Altura manométrica estricta (m.c.a.)	8,51
Sobredimensionamiento bomba	19,1 %
Longitud (m)	103,3
Caudal máx (m^3/h)	54,972
Cotas (m)	7,79
Ø (mm)	150,0
Rugosidad absoluta de Nikuradse **K** (m)	0,0001
Caudal (m^3/s)	0,015
Diámetro (m)	0,150
Velocidad (m/s)	0,86
Número de Reynolds **Re** (adimensional)	98994
Coeficiente de fricción **f** (adimensional)	0,02112
Pérdida de carga lineal (m/m) **J**	0,00536
Pérdida de carga totales (m)	0,64
Pérdida de carga puntual (m)	0,08
Factor mayoración por pérdidas localizadas	15 %

CALCULO BOMBA	
POTENCIA BOMBA (Kw)	**2,62**
ALTURA (m)	10,51
Nº BOMBAS	1
CAUDAL (m^3/s)	0,015
RENDIMIENTO	0,6
GRAVEDAD (m/s^2)	9,8
DENSIDAD (Kg/m^3)	1000

Estudio número de arranques y tiempos de retención hidráulica.

Dadas las dimensiones del pozo de bombeo y la capacidad de estos equipos electromecánicos se asegurará que el número de arranques por hora será menor del máximo recomendado por la mayoría de los fabricantes, 5 por hora, lo que redunda en la eficiencia de los equipos y en su vida útil.

Además, de acuerdo con las recomendaciones establecidas en el *Manual de Depuración Uralita*, se tendrán en cuenta las siguientes dos consideraciones:

- Tiempo máximo de retención de agua: 60 minutos.

- Tiempo mínimo de funcionamiento de las bombas: 10 minutos.

Por ello, con el fin de cumplir con todas estas recomendaciones se establecerá el régimen de trabajo de las bombas.

En nuestro caso el número de arranques será el siguiente, suponiendo un rango de trabajo de 0,20m y que la bomba impulsará el agua con un caudal de 10,61l/s (con lo que se asegura que la velocidad en la tubería de la impulsión será al menos de 0,60m/s):

- Tiempo que tarda en llenarse el pozo (considerando rango de trabajo de las bombas de 0,20m):

$$t_1 = \frac{Vol}{Q_{med,N}} = \frac{8{,}3 * 4{,}0 * 0{,}20\,(m^3)}{2{,}80 * 10^{-3}\left(\frac{m^3}{s}\right)} = 2.371\ seg = 0{,}66\ horas$$

- Tiempo que tarda en vaciarse (considerando rango de trabajo de las bombas de 0,20m):

$$t_2 = \frac{Vol}{Q_b} = \frac{8{,}3 * 4{,}0 * 0{,}20\,(m^3)}{10{,}61 * 10^{-3}\left(\frac{m^3}{s}\right)} = 626\ seg = 0{,}17\ horas$$

Se comprueba que el número de arranques por hora de nuestras bombas será de 1,20 a la hora (que es menor a lo máximo recomendado por los fabricantes).

De igual manera, sumando ambos tiempos, resulta un tiempo de retención hidráulica de 0,83 horas. El bajo tiempo de retención unido a otros factores, como la ventilación

forzada que existirá en el pozo y el escaso volumen de agua retenido, garantiza la no proliferación de procesos biológicos anaeróbicos, fuente de producción de gases nocivos como el metano y el sulfhídrico.

La carrera de trabajo podrá modificarse a criterio del explotador del sistema, pero siempre asegurando que el tiempo de retención hidráulico no suponga un detrimento de la seguridad de la no proliferación de reacciones anaerobias.

Aliviadero.

Se dispondrá un aliviadero en el pozo de bombeo de tales características que se asegure que el caudal vertido a través de él tenga un coeficiente de dilución de al menos 1:6.

Dicho aliviadero verterá a la cámara aliviadero, de la que saldrá el colector de PVC de Ø630mm que conducirá las aguas hasta el río Duero.

El aliviadero se dimensionará para la situación futura de funcionamiento (ya que será la situación en la que se verterá mayor caudal de agua a través de él):

- Situación actual:

$$Q_{aliv} = Q_{max} - Q_b = 827{,}8 - 10{,}61 = 817{,}19\,{}^{l}/_{s} = 0{,}817\,{}^{m^3}/_{s}$$

- Situación futura:

$$Q_{aliv} = Q_{max} - Q_b = 832{,}7 - 15{,}27 = 817{,}43\,{}^{l}/_{s} = 0{,}817\,{}^{m^3}/_{s}$$

El tipo de aliviadero será de "vertedero frontal", por lo que se empleará la siguiente fórmula para la determinación de su altura (fijando una longitud de vertedero igual a la longitud total de la Estación de Bombeo 8,30m):

$$Q = 1{,}8 * L * A^{1{,}5}$$

Donde:

- Q: es el caudal a aliviar en m^3/s (diferencia entre el caudal máximo y el caudal bombeado por las bombas)
- L: longitud del vertedero en metros (se adopta un vertedero de 8,30m de longitud).
- A: altura del aliviadero sobre el labio inferior del vertedero en metros.

$$A = \left(\frac{0{,}817}{1{,}8 * 8{,}3}\right)^{\frac{1}{1{,}5}} = 0{,}15\ m$$

Se dotará al aliviadero de una chapa deflectora de PRFV dispuesta a lo largo del mismo (hasta la sección en la que se encuentran las rejas, es decir, hasta una longitud de 6,8m) con el fin de evitar la salida de sólidos flotantes hacia el colector-aliviadero.

Cámara de Alivio.

El agua vertida a través del aliviadero lo hará en la Cámara de Alivio, de la cual saldrá el Colector-Aliviadero a la cota 700,72m.

Esta Cámara de Alivio tendrá una longitud igual a la longitud del Pozo de Bombeo (8,30m) y una anchura interior de 0,5m.

Colector-Aliviadero.

Será necesario el dimensionamiento del colector en el que verterán las aguas procedentes del aliviadero de la Estación de Bombeo nº2. Éste deberá tener capacidad para transportar la diferencia entre el máximo caudal que llegará a la mencionada estación y el impulsado por las bombas:

- Situación actual:

$$Q_{aliv} = 0{,}817\ m^3/_s$$

- Situación futura:

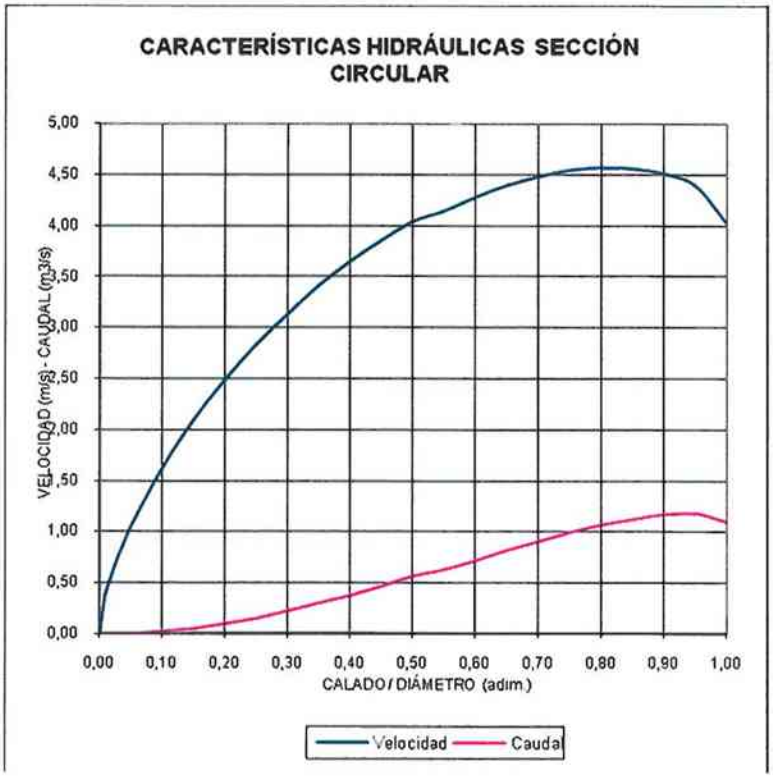
$$Q_{aliv} = 0{,}817\ m^3/_s$$

Teniendo en cuenta que el colector partirá de la Estación de Bombeo a la cota 700,72m, que llegará al pozo de saneamiento de conexión (en el que los caudales serán recogidos por el colector-aliviadero ya existente) a la cota 700,21m y que la longitud del mismo será 33,1m, su pendiente será del 1,54%.

Del dimensionamiento resulta un colector de **PVC de Ø630mm** (diámetro interior 590,0mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009). En la siguiente tabla se puede comprobar que el mismo tiene capacidad para desaguar el caudal requerido, cumpliendo con el condicionante de velocidad máxima (menor a 6m/s) y con el de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{max} = 0{,}817\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 4{,}39\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}64}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,006	0,004	0,36	0,0002
0,02	0,012	0,008	0,57	0,0008
0,03	0,018	0,012	0,75	0,0018
0,04	0,024	0,016	0,90	0,0034
0,05	0,03	0,02	1,04	0,0055
0,10	0,06	0,04	1,63	0,0237
0,15	0,09	0,06	2,09	0,0552
0,20	0,12	0,07	2,49	0,0993
0,25	0,15	0,09	2,84	0,1552
0,30	0,18	0,10	3,14	0,2217
0,35	0,21	0,12	3,41	0,2974
0,40	0,24	0,13	3,65	0,3808
0,45	0,27	0,14	3,86	0,4702
0,50	0,30	0,15	4,04	0,5638
0,55	0,32	0,16	4,14	0,6275
0,60	0,35	0,16	4,28	0,7235
0,65	0,38	0,17	4,40	0,8181
0,70	0,41	0,17	4,48	0,9088
0,75	0,44	0,18	4,54	0,9927
0,80	0,47	0,18	4,57	1,0667
0,85	0,50	0,18	4,56	1,1267
0,90	0,53	0,18	4,51	1,1671
0,95	0,56	0,17	4,39	1,1777
1,00	0,59	0,15	4,01	1,0959

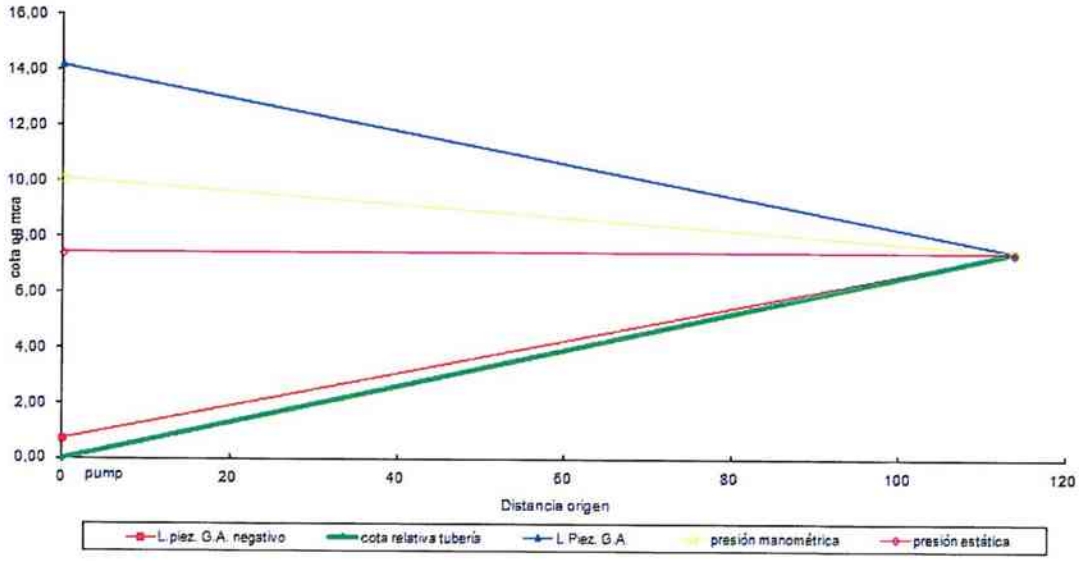


2.3.3 Comprobación del golpe de ariete.

El golpe de ariete se determinará de igual manera que se hizo en el caso de la impulsión nº1. En este caso, la hoja de cálculo implementada da los siguientes resultados:

CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE	
Diámetro nominal de la impulsión (mm)	150
Caudal (l/s)	15,27
Longitud de la impulsión (m)	103,3
Velocidad (m/s)	0,86
Altura manométrica H_m (m.c.a.)	10,11
Altura geométrica H_g (m.c.a.)	7,79
Espesor de la tubería (mm)	6,3
Coeficiente C	1
Coeficiente K	2
Celeridad (m/s²)	**1254**
Tiempo de cierre (s)	**2,99**
Tipo de cierre	**LENTO**
Fórmula a aplicar	**MICHAUD**
Sobrepresión (m.c.a.)	**6,72**

A continuación se muestra una representación gráfica del golpe de ariete donde se representa: la *Línea Piezométrica del Golpe de Ariete Negativo* (en rojo), la *Cota Relativa de la Tubería* (en verde), la *Línea Piezométrica del Golpe de Ariete Positivo* (en azul), la *Presión Manométrica* (en amarillo) y la *Presión Estática* (en magenta):



La tubería de la impulsión es PN10, lo que se traduce en que tiene una resistencia de 100 mca. Por ello, se puede asegurar que la tubería de la impulsión resistirá sobradamente las sobrepresiones producidas como consecuencia del golpe de ariete.

$$P_{max} = P_{estática} + Sobrepresión = 7{,}79 + 6{,}72 = 14{,}51\ m.c.a. < 100\ m.c.a.$$

Además las bombas estarán protegidas del fenómeno del régimen transitorio gracias a la disposición de una válvula antirretorno que se colocará tras las mismas al inicio de la impulsión, siendo soportadas en estos casos las sobrepresiones producidas por la propia tubería de la impulsión.

2.4 ALIVIADEROS.

En este punto se procederá al dimensionamiento tanto de los aliviaderos como de los colectores que cumplirán la función de evacuar los caudales vertidos a través de los mismos.

Estos aliviaderos se dispondrán en el mismo Emisario de la Margen Izquierda en los siguientes puntos:

- Aliviadero 1: Posterior al punto en el que se incorporarán los caudales procedentes del Colector 6 (a la altura de la Travesía de Herrera). Será

necesario el dimensionamiento del tramo de colector que va, desde el pozo de saneamiento en el que se suman los caudales procedentes del Colector 6, hasta el aliviadero.

- Aliviadero 2: Posterior al punto en el que se incorporarán los caudales procedentes de los Colectores 8 y 9 (a la altura de la Calle Donantes de Sangre). Será necesario el dimensionamiento del tramo de colector que va, desde el pozo de saneamiento en el que desembocan los Colectores 8 y 9, hasta el aliviadero.
- Aliviadero 3: Posterior al punto en el que se incorporarán los caudales procedentes del Colector 10 (una vez cruzado el río). Será necesario el dimensionamiento del tramo de colector que va, desde el pozo de saneamiento en el que desemboca el Colector 10, hasta el aliviadero.

Los aliviaderos se diseñarán para que el caudal vertido a través de los mismos hacia el río tenga un coeficiente de dilución al menos 1:6.

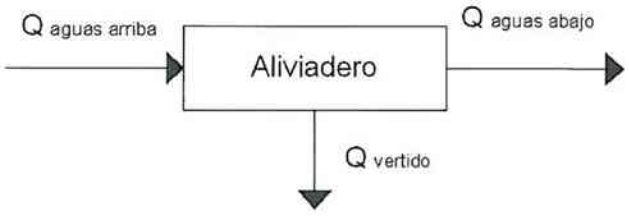
Se dispondrá una chapa deflectora de PRFV a lo largo de toda su longitud con el fin de evitar la salida de sólidos flotantes hacia el colector aliviadero.

En el siguiente dibujo se muestran sus respectivas ubicaciones:

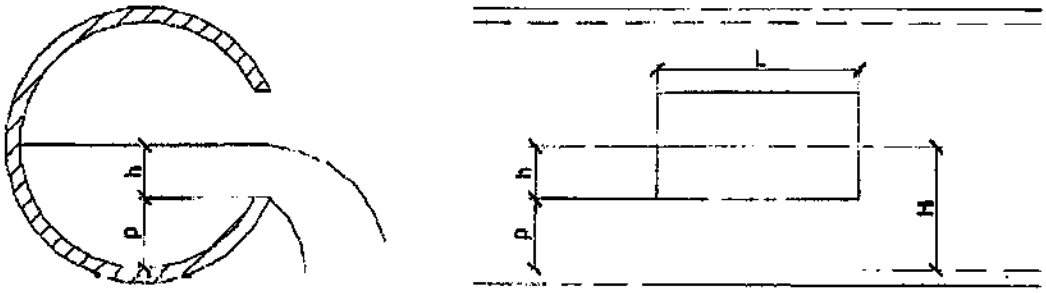


Características geométricas del aliviadero.

Antes de comenzar el dimensionamiento del aliviadero hay que hacer un balance de caudales en el mismo:



El aliviadero quedará definido según las siguientes dimensiones:



Donde:

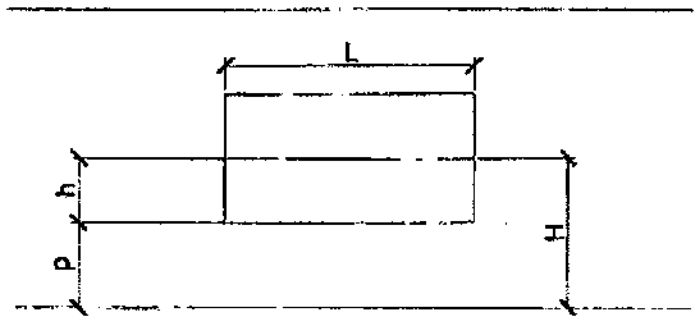
- H: Calado máximo en el colector aguas arriba del aliviadero.
- p: Altura del labio del aliviadero ($p = h_N + Resguardo$).
- h_N: Calado aguas abajo para el caudal máximo (igual al resultante de la división del caudal medio de aguas negras entre el Coeficiente de Dilución).
- Resguardo: 2 cm.
- h: Altura de la lámina de agua sobre el labio del aliviadero.
- L: Longitud del aliviadero.

Dimensionamiento del aliviadero

Obtención del caudal vertido:

$$Q_{vert} = {Q_{max.\,aguas\,arriba} - Q_{med,N}}/{C_d}$$

Cálculo de la altura de la lámina de agua sobre el labio del aliviadero (h):



$$p = h_N + 0{,}02 \ (m)$$

$$h = H - p$$

Obtención de la longitud del aliviadero (L):

$$Q_{vert} = \frac{2}{3} * \mu * L * h * \sqrt{2 * g * h}$$

Siendo *2/3*μ* el coeficiente de contracción (fórmula de Bazin) que se produce en el vertido de fluidos para un vertedero de pared delgada:

$$\left(\frac{2}{3} * \mu\right) = \left(0{,}405 + \frac{0{,}003}{h}\right) * \left[1 + 0{,}55 * \frac{h^2}{(h+p)^2}\right]$$

2.4.1 Aliviadero 1.

Caudales.

Caudales aguas arriba:

$$Q_{p,N} = Q_{bomb}(E.B.2) + Q_{p,N}(Col.5) + Q_{p,N}(Col.6)$$

$$Q_{med,N} = Q_{bomb}(E.B.2) + Q_{med,N}(Col.5) + Q_{med,N}(Col.6)$$

$$Q_{II} = Q_{II}(Col.5) + Q_{II}(Col.6)$$

$$Q_{max} = Q_{II} + Q_{med,N}$$

Aliviadero 1	Caudal Aguas Arriba (l/s)							
	Situación Actual				Situación Futura			
	$Q_{p,N}$	$Q_{med,N}$	Q_{II}	Q_{max}	$Q_{p,N}$	$Q_{med,N}$	Q_{II}	Q_{max}
Q (E.Bombeo nº2)	10,61	10,61	-		15,27	15,27	-	
Q (Colector 5)	2,41	1,07	293		6,35	3,20	293	
Q (Colector 6)	3,76	1,67	602		11,06	5,58	602	
TOTAL	16,78	13,35	895	**908,36**	32,68	24,05	895	**919,06**

Caudales aguas abajo:

$$Q_{max} = Q_{med,N}(Aguas\ arriba)\frac{\square}{\square}\ C_d$$

$$Q_{min} = Q_{\min(Aguas\ arriba)} = Q_{min,N}(Col.5) + Q_{min,N}(Col.6)$$

Caudal Aguas Abajo (l/s)			
Situación Actual		Situación Futura	
Q_{max}	Q_{min}	Q_{max}	Q_{min}
80,08	0,69	**144,27**	2,19

Los caudales vertidos serán la diferencia entre los caudales máximos aguas arriba y aguas abajo:

Caudales vertidos (l/s)	
Situación Actual	**Situación Futura**
828,28	774,79

Tramo de colector aguas arriba.

El aliviadero no se dispondrá exactamente en el punto en el que desemboca el Colector 6 sino que se hará unos metros aguas abajo. Por ello, será necesario dimensionar para este tramo un colector con mayor capacidad que el tubo existente aguas abajo del aliviadero, ya que por él circulará el caudal máximo antes de ser aliviado (919,06 l/s).

El retranqueo de este aliviadero será aún mayor puesto que en las proximidades de la acometida existe una torre de electricidad que no se debe afectar.

Por todo ello, teniendo en cuenta que este tipo de tuberías es suministrado en longitudes de 6metros, se decide establecer el punto inicial del Aliviadero 1 a una longitud igual a 12metros aguas abajo del pozo de saneamiento al que llega el Colector 6, es decir en el P.K.0+818.

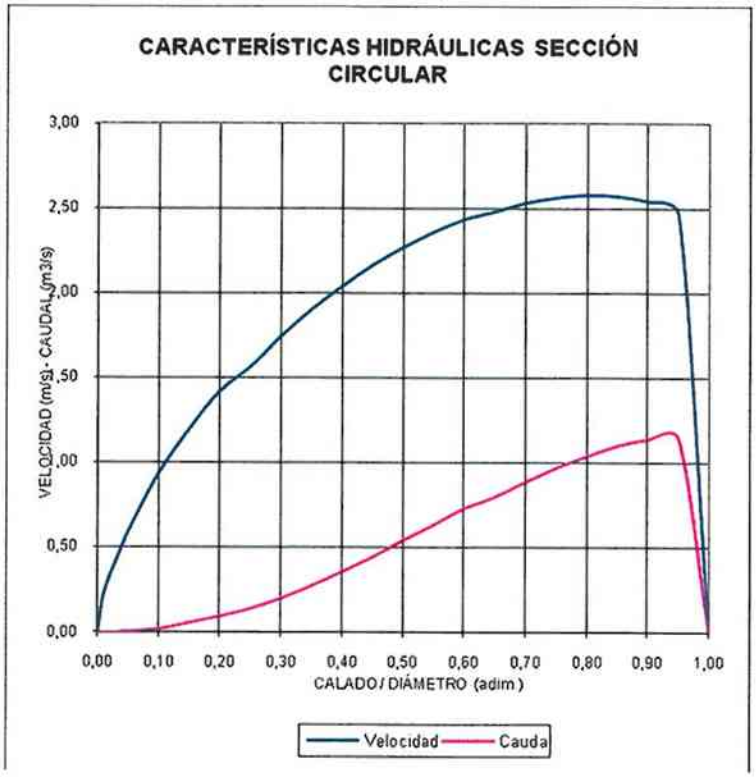
El dimensionamiento del mismo da como resultado un tubo de **PVC de Ø800mm** (diámetro interior 775mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009). Teniendo en cuenta que su pendiente es del 0,34%, se muestran en la siguiente tabla las características hidráulicas del colector.

$$Q_{max} = 0{,}919\frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}72 \rightarrow \quad v_{max} = 2{,}55\frac{m}{s}$$

$$Q_{min} = 0{,}00069\frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}02 \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}31\frac{m}{s}$$

Como se puede comprobar, se cumple con el condicionante de velocidad máxima (menor a 6 m/s), con el de velocidad mínima (mayor a 0,3 m/s) y con el de llenado máximo de la sección (menor al 85%).

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,008	0,005	0,21	0,0002
0,02	0,016	0,011	0,33	0,0008
0,03	0,023	0,015	0,41	0,0017
0,04	0,031	0,020	0,50	0,0032
0,05	0,04	0,03	0,59	0,0055
0,10	0,08	0,05	0,93	0,0238
0,15	0,12	0,07	1,19	0,0554
0,20	0,16	0,10	1,42	0,0997
0,25	0,19	0,11	1,57	0,1407
0,30	0,23	0,13	1,75	0,2047
0,35	0,27	0,15	1,90	0,2783
0,40	0,31	0,17	2,04	0,3597
0,45	0,35	0,18	2,16	0,4475
0,50	0,39	0,19	2,27	0,5396
0,55	0,43	0,21	2,36	0,6342
0,60	0,47	0,22	2,44	0,7290
0,65	0,50	0,22	2,48	0,7989
0,70	0,54	0,23	2,53	0,8884
0,75	0,58	0,23	2,56	0,9710
0,80	0,62	0,24	2,58	1,0435
0,85	0,66	0,23	2,57	1,1016
0,90	0,70	0,23	2,54	1,1394
0,95	0,74	0,22	2,47	1,1457
1,00	0,78	-	-	-



Calado aguas arriba.

A continuación se procederá a la determinación del calado en el colector aguas arriba del aliviadero para la situación de caudal máximo.

El colector existente aguas arriba es el dimensionado anteriormente. Acudiendo a la misma tabla, interpolando entre los valores que aparecen en la misma, se determina el calado correspondiente al caudal máximo:

$$Q_{max} = 0{,}919 \frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}72 \rightarrow H = 0{,}555\ m$$

H = 555mm = 55,5 cm

Calado aguas abajo.

Se deberá determinar el calado máximo en el colector aguas abajo, es decir, el correspondiente al caudal resultante de dividir el Caudal medio de aguas negras entre el Coeficiente de Dilución (1/6).

Este colector será de PVC de Ø400mm (diámetro interior 364mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009) y tendrá una pendiente del 0,34%.

Con estos datos (extrapolando entre los valores que se muestran en la siguiente tabla) se obtiene el calado máximo aguas abajo del aliviadero:

$$Q_{max} = 0{,}144 \frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}82 \rightarrow \quad h_N = 0{,}298\, m$$

h_N = 298,4 mm = 29,8 cm

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,004	0,003	0,13	0,0000
0,02	0,007	0,005	0,19	0,0001
0,03	0,011	0,007	0,25	0,0002
0,04	0,015	0,010	0,31	0,0005
0,05	0,02	0,01	0,37	0,0008
0,10	0,04	0,03	0,58	0,0036
0,15	0,05	0,03	0,67	0,0058
0,20	0,07	0,04	0,82	0,0115
0,25	0,09	0,05	0,95	0,0191
0,30	0,11	0,06	1,07	0,0283
0,35	0,13	0,07	1,16	0,0389
0,40	0,15	0,08	1,25	0,0506
0,45	0,16	0,08	1,29	0,0569
0,50	0,18	0,09	1,36	0,0698
0,55	0,20	0,10	1,42	0,0832
0,60	0,22	0,10	1,47	0,0967
0,65	0,24	0,11	1,51	0,1098
0,70	0,25	0,11	1,52	0,1162
0,75	0,27	0,11	1,55	0,1281
0,80	0,29	0,11	1,56	0,1385
0,85	0,31	0,11	1,55	0,1468
0,90	0,33	0,11	1,53	0,1521
0,95	0,35	0,10	1,48	0,1523
1,00	0,36	0,10	1,43	0,1485

Aliviadero.

Altura del aliviadero:

$$p = h_N + Resguardo = 29{,}8\,(cm) + 2(cm) = 31{,}8\, cm$$

$$Altura\ del\ aliviadero \rightarrow h = H - p = 55{,}5 - 31{,}8 = 23{,}7\, cm$$

Longitud del aliviadero:

$$\left(\frac{2}{3}*\mu\right)=\left(0{,}405+\frac{0{,}003}{0{,}237}\right)*\left[1+0{,}55*\frac{0{,}237^2}{(0{,}555)^2}\right]=0{,}460$$

$$L=\frac{Q_{vert}}{\frac{2}{3}*\mu*h*\sqrt{2*g*h}}=\frac{828{,}28*10^{-3}}{0{,}460*0{,}237*\sqrt{2*g*0{,}237}}=3{,}527\ m$$

Por lo tanto las características geométricas del aliviadero serán las siguientes:

Altura del aliviadero = 0,24 m

Longitud del aliviadero = 3,6 m

Colector aliviadero.

Por el colector aliviadero circularán los caudales vertidos (situación futura y actual) que fueron calculados anteriormente.

Saldrá de la arqueta aliviadero hasta llegar a un pozo de registro existente (desde el que en la actualidad sale un colector por el que vierten los caudales al rio, que se aprovechará).

Se dimensionará el colector para el mayor de los caudales (que corresponde con la situación actual de funcionamiento):

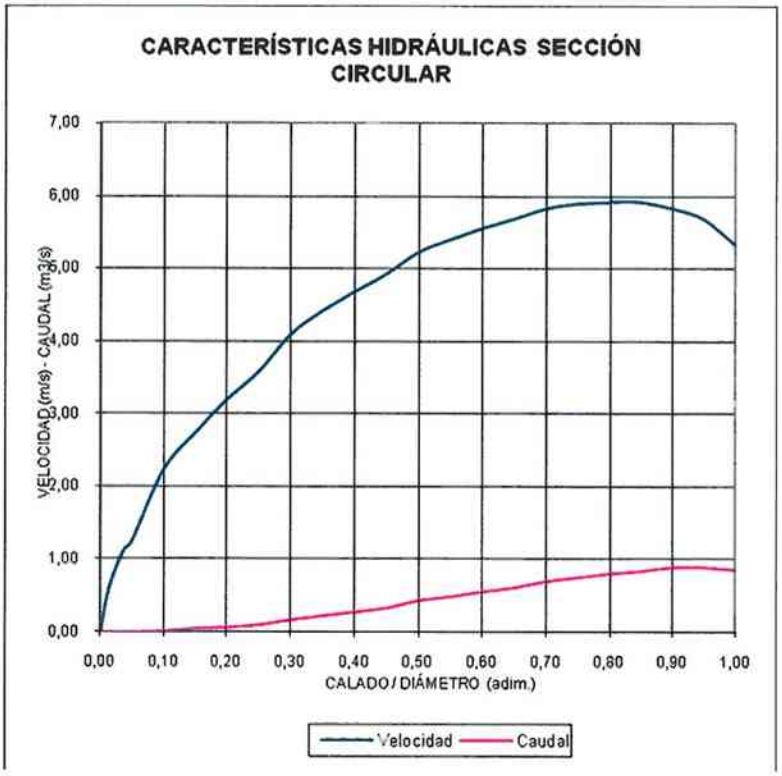
$$Q_{max}=828{,}28\frac{l}{s}$$

Este colector será de **PVC de Ø500mm** (diámetro interior 451,8mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009) y tendrá una pendiente del 4,0%. En la siguiente tabla se puede ver la velocidad con la que circulará el agua en dicha conducción y el llenado de la misma.

$$Q_{max}=0{,}828\frac{m^3}{s}\rightarrow\quad v_{max}=5{,}92\frac{m}{s}\quad;\ \frac{y}{D}=0{,}81$$

Se puede comprobar cómo el colector respetará las recomendaciones del CEDEX en cuanto a velocidades máximas (menor a 6m/s) y en cuanto al llenado de la sección (menor al 85%).

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,49	0,0002
0,02	0,009	0,006	0,73	0,0006
0,03	0,014	0,009	0,98	0,0014
0,04	0,018	0,012	1,15	0,0025
0,05	0,02	0,01	1,23	0,0031
0,10	0,05	0,03	2,22	0,0215
0,15	0,07	0,04	2,74	0,0433
0,20	0,09	0,05	3,19	0,0723
0,25	0,11	0,06	3,58	0,1082
0,30	0,14	0,08	4,10	0,1735
0,35	0,16	0,09	4,40	0,2238
0,40	0,18	0,10	4,68	0,2785
0,45	0,20	0,10	4,92	0,3368
0,50	0,23	0,11	5,23	0,4291
0,55	0,25	0,12	5,41	0,4924
0,60	0,27	0,13	5,56	0,5559
0,65	0,29	0,13	5,69	0,6184
0,70	0,32	0,13	5,83	0,7077
0,75	0,34	0,14	5,89	0,7621
0,80	0,36	0,14	5,92	0,8105
0,85	0,38	0,14	5,91	0,8509
0,90	0,41	0,13	5,82	0,8900
0,95	0,43	0,13	5,68	0,8942
1,00	0,45	0,12	5,34	0,8549



2.4.2 Aliviadero 2.

Caudales.

Caudales aguas arriba:

$$Q_{med.N} = Q_{med.N}(Aliv.1) + Q_{med.N}(Col.7) + Q_{med.N}(Col.8) + Q_{med.N}(Col.9)$$

$$Q_{p,N} = Q_{p,N}(Aliv.1) + Q_{p,N}(Col.7) + Q_{p,N}(Col.8) + Q_{p,N}(Col.9)$$

$$Q_{II} = \frac{5}{6} * Q_{max(Aliv.1)} + Q_{II}(Col.7) + Q_{II}(Col.8) + Q_{II}(Col.9)$$

$$Q_{max} = Q_{II} + Q_{med.N}$$

Aliviadero 2 (l/s)	Caudal Aguas Arriba (l/s)							
	Situación Actual				Situación Futura			
	$Q_{p,N}$	$Q_{med,N}$	Q_{II}	Q_{max}	$Q_{p,N}$	$Q_{med,N}$	Q_{II}	Q_{max}
Q (Aliviadero 1)	16,78	13,35	66,73		32,68	24,05	120,23	
Q (Colector 7)	0,35	0,16	241		0,40	0,20	241	
Q (Colector 8)	0,23	0,10	145		0,26	0,13	145	
Q (Colector 9)	0,29	0,13	168		1,11	0,56	168	
TOTAL	17,66	13,74	554	**567,93**	34,45	24,94	554	**579,13**

Los caudales aguas abajo máximo y mínimo serán los siguientes:

$$Q_{max} = Q_{med,N}(Aguas\ arriba) \sum C_d$$

$$Q_{min} = Q_{min(Aguas\ arriba)} == Q_{min,N}(Aliv.1) + Q_{min,N}(Col.7) + Q_{min,N}(Col.8) + Q_{min,N}(Col.9)$$

Caudal Aguas Abajo (l/s)			
Situación Actual		Situación Futura	
Q_{max}	Q_{min}	Q_{max}	Q_{min}
82,42	0,79	**149,62**	2,42

Los caudales vertidos serán:

Caudales vertidos (l/s)	
Situación Actual	Situación Futura
485,52	429,52

Tramo de colector aguas arriba.

Al igual que ocurría en el caso del Aliviadero 1, en este caso el Aliviadero 2 tampoco se dispondrá exactamente en el punto en el que desembocarán los Colectores 8 y 9 sino que se hará unos metros aguas abajo. Por ello, será necesario diseñar para este tramo un colector con mayor capacidad que el tubo existente aguas abajo del aliviadero, ya que por él circulará el caudal máximo antes de ser aliviado (579,13 l/s).

Teniendo en cuenta que este tipo de tuberías son suministradas en longitudes de 6metros, se decide establecer el punto inicial del Aliviadero 2 a una distancia igual a 6metros aguas abajo del pozo de saneamiento al que llegan los Colectores 8 y 9, es decir en el P.K.1+024.

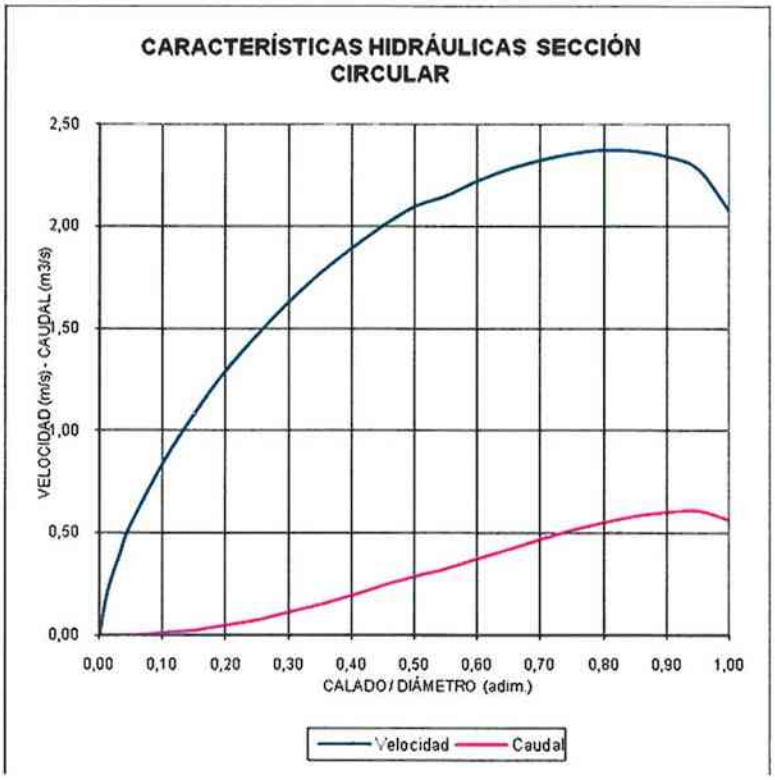
El dimensionamiento del mismo da como resultado un tubo de **PVC de Ø630mm** (diámetro interior 590mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009). Teniendo en cuenta que su pendiente es del 0,34%, se muestra en la siguiente tabla las características hidráulicas del colector.

$$Q_{max} = 0{,}579\frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}84 \rightarrow v_{max} = 2{,}37\frac{m}{s}$$

$$Q_{min} = 0{,}00079\frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}03 \rightarrow v_{min} = 0{,}37\frac{m}{s}$$

Como se puede comprobar, se cumple con el condicionante de velocidad máxima (menor a 6 m/s), con el de velocidad mínima (mayor a 0,3 m/s) y con el de llenado máximo de la sección (menor al 85%).

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,006	0,004	0,19	0,0001
0,02	0,012	0,008	0,30	0,0004
0,03	0,018	0,012	0,39	0,0009
0,04	0,024	0,016	0,47	0,0018
0,05	0,03	0,02	0,54	0,0028
0,10	0,06	0,04	0,84	0,0123
0,15	0,09	0,06	1,09	0,0286
0,20	0,12	0,07	1,29	0,0515
0,25	0,15	0,09	1,47	0,0806
0,30	0,18	0,10	1,63	0,1151
0,35	0,21	0,12	1,77	0,1544
0,40	0,24	0,13	1,89	0,1977
0,45	0,27	0,14	2,00	0,2441
0,50	0,30	0,15	2,10	0,2926
0,55	0,32	0,16	2,15	0,3257
0,60	0,35	0,16	2,22	0,3756
0,65	0,38	0,17	2,28	0,4247
0,70	0,41	0,17	2,33	0,4717
0,75	0,44	0,18	2,36	0,5153
0,80	0,47	0,18	2,37	0,5537
0,85	0,50	0,18	2,37	0,5849
0,90	0,53	0,18	2,34	0,6058
0,95	0,56	0,17	2,28	0,6114
1,00	0,59	0,15	2,08	0,5689



Calado aguas arriba.

A continuación se procederá a la determinación del calado en el colector aguas arriba del aliviadero para la situación de caudal máximo.

El colector existente aguas arriba es el dimensionado anteriormente. Acudiendo a la misma tabla, interpolando entre los valores que aparecen en la misma, se determina el calado correspondiente al caudal máximo:

$$Q_{max} = 0{,}579\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad \frac{y}{D} = 0{,}84 \rightarrow \quad H = 0{,}494\ m$$

H = 494,3 mm = 49,4 cm

Calado aguas abajo.

Se deberá determinar el calado máximo en el colector aguas abajo, es decir, el correspondiente al caudal resultante de dividir el Caudal medio de aguas negras entre el Coeficiente de Dilución (1/6).

Este colector será de PVC de Ø500mm (diámetro interior 451,8mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009) y tendrá una pendiente del 0,34%.

Con estos datos (extrapolando entre los valores que se muestran en la siguiente tabla) se obtiene el calado máximo aguas abajo del aliviadero:

$$Q_{max} = 0{,}150 \frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}59 \; ; \; h_N = 0{,}267 \; m$$

h_N = 266,6 mm = 26,7 cm

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,14	0,0000
0,02	0,009	0,006	0,20	0,0002
0,03	0,014	0,009	0,27	0,0004
0,04	0,018	0,012	0,32	0,0007
0,05	0,02	0,01	0,34	0,0008
0,10	0,05	0,03	0,61	0,0059
0,15	0,07	0,04	0,75	0,0118
0,20	0,09	0,05	0,87	0,0198
0,25	0,11	0,06	0,98	0,0296
0,30	0,14	0,08	1,12	0,0475
0,35	0,16	0,09	1,21	0,0613
0,40	0,18	0,10	1,28	0,0763
0,45	0,20	0,10	1,35	0,0922
0,50	0,23	0,11	1,43	0,1175
0,55	0,25	0,12	1,48	0,1348
0,60	0,27	0,13	1,52	0,1522
0,65	0,29	0,13	1,56	0,1694
0,70	0,32	0,13	1,60	0,1938
0,75	0,34	0,14	1,61	0,2087
0,80	0,36	0,14	1,62	0,2220
0,85	0,38	0,14	1,62	0,2330
0,90	0,41	0,13	1,59	0,2437
0,95	0,43	0,13	1,56	0,2449
1,00	0,45	0,12	1,46	0,2341

Aliviadero.

Altura del aliviadero:

$$p = h_N + Resguardo = 26{,}7 \; (cm) + 2(cm) = 28{,}7 \; cm$$

$$Altura \; del \; aliviadero \rightarrow h = H - p = 49{,}4 - 28{,}7 = 20{,}7 \; cm$$

Longitud del aliviadero:

$$\left(\frac{2}{3}*\mu\right)=\left(0{,}405+\frac{0{,}003}{0{,}207}\right)*\left[1+0{,}55*\frac{0{,}207^2}{(0{,}494)^2}\right]=\mathbf{0{,}460}$$

$$L=\frac{Q_{vert}}{\frac{2}{3}*\mu*h*\sqrt{2*g*h}}=\frac{485{,}52*10^{-3}}{0{,}460*0{,}207*\sqrt{2*g*0{,}207}}=2{,}530\,m$$

Por lo tanto las características geométricas del aliviadero serán las siguientes:

Altura del aliviadero = 0,21 m

Longitud del aliviadero = 2,6 m

Colector aliviadero.

Por el colector aliviadero circularán los caudales vertidos (situación futura y actual) que fueron calculados anteriormente. Se dimensionará el colector para el mayor de ellos (que corresponde con la situación actual de funcionamiento):

$$Q_{max}=485{,}52\frac{l}{s}$$

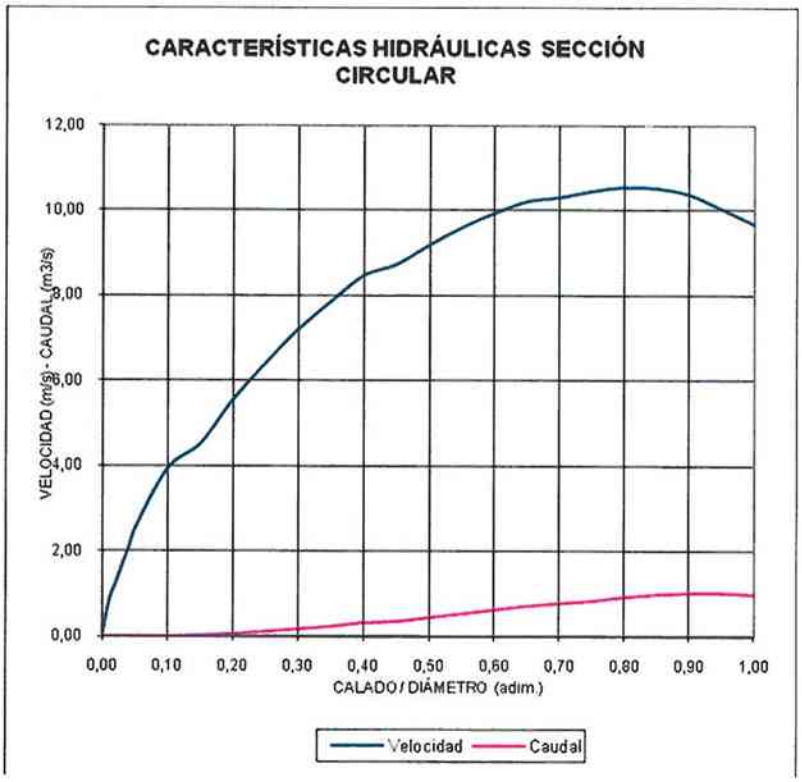
Este colector será de **PVC de Ø400mm** (diámetro interior 364mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009) y su pendiente del 16,9%. En la siguiente tabla se puede ver la velocidad con la que circulará el agua en dicha conducción y el llenado de la misma.

$$Q_{max}=0{,}486\frac{m^3}{s}\rightarrow\quad v_{max}=9{,}27\frac{m}{s}\quad;\ \frac{y}{D}=\mathbf{0{,}51}$$

Se admite como válido el colector a pesar de que no cumple con el condicionante de velocidad máxima (v= 9,27m/s), ya que las pendientes existentes en la zona son tan elevadas que, por mucho que se aumente el diámetro de la conducción no se cumplirá

con la mencionada recomendación. Además, este colector únicamente trabajará en los casos de tormenta, por lo que el sobre-desgaste que pudiera sufrir como consecuencia de velocidades tan altas se compensa con el poco tiempo durante el que trabajará.

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,004	0,003	0,88	0,0002
0,02	0,007	0,005	1,27	0,0006
0,03	0,011	0,007	1,71	0,0016
0,04	0,015	0,010	2,09	0,0031
0,05	0,02	0,01	2,53	0,0057
0,10	0,04	0,03	3,94	0,0245
0,15	0,05	0,03	4,53	0,0390
0,20	0,07	0,04	5,56	0,0778
0,25	0,09	0,05	6,44	0,1290
0,30	0,11	0,06	7,21	0,1912
0,35	0,13	0,07	7,88	0,2629
0,40	0,15	0,08	8,47	0,3424
0,45	0,16	0,08	8,73	0,3846
0,50	0,18	0,09	9,21	0,4723
0,55	0,20	0,10	9,61	0,5628
0,60	0,22	0,10	9,94	0,6539
0,65	0,24	0,11	10,21	0,7429
0,70	0,25	0,11	10,31	0,7858
0,75	0,27	0,11	10,47	0,8664
0,80	0,29	0,11	10,54	0,9370
0,85	0,31	0,11	10,52	0,9932
0,90	0,33	0,11	10,37	1,0287
0,95	0,35	0,10	10,03	1,0305
1,00	0,36	0,10	9,67	1,0047



2.4.3 Aliviadero 3.

Caudales.

Caudales aguas arriba:

$$Q_{med.N} = Q_{med.N}(Aliv.2) + Q_{med.N}(Col.10)$$

$$Q_{p,N} = Q_{p,N}(Aliv.2) + Q_{p,N}(Col.10)$$

$$Q_{II} = \frac{5}{6} * Q_{max(Aliv.2)} + Q_{II}(Col.10)$$

$$Q_{max} = Q_{II} + Q_{med.N}$$

Aliviadero 3 (l/s)	Caudal Aguas Arriba (l/s)							
	Situación Actual				Situación Futura			
	$Q_{p,N}$	$Q_{med,N}$	Q_{II}	Q_{max}	$Q_{p,N}$	$Q_{med,N}$	Q_{II}	Q_{max}
Q (Aliviadero 2)	17,66	13,74	69		34,45	24,94	124,68	
Q (Colector 10)	6,28	2,78	868		6,91	3,47	868	
TOTAL	23,94	16,52	937	**953,60**	41,36	28,41	993	**1021,49**

Los caudales aguas abajo máximo y mínimo serán los siguientes:

$$Q_{max} = Q_{med,N}(Aguas\ arriba)\frac{\square}{\square}\ C_d$$

$$Q_{min} = Q_{min(Aguas\ arriba)} = Q_{min,N}(Aliv.2) + Q_{min,N}(Col.10)$$

Caudal Aguas Abajo (l/s)			
Situación Actual		Situación Futura	
Q_{max}	Q_{min}	Q_{max}	Q_{min}
99,10	1,49	**170,44**	3,29

Los caudales vertidos serán:

Caudales vertidos (l/s)	
Situación Actual	Situación Futura
854,50	851,05

Tramo de colector aguas arriba.

El Aliviadero 3 tampoco se dispondrá exactamente en el pozo de saneamiento en el que convergen el Colector 10 (procedente del casco urbano de la margen derecha) y el emisario (una vez cruzado el río Duero), sino que se hará unos metros aguas abajo. Por ello, será necesario diseñar para este tramo un colector con mayor capacidad que el tubo existente aguas abajo del aliviadero, ya que por él circulará el caudal máximo antes de ser aliviado (1.021,29 l/s).

Además, este retranqueo deberá ser algo mayor al que se estableció para el caso del Aliviadero 2, ya que se situará en las proximidades del estribo de la Pasarela sobre el río Duero, evitando así su posible afección.

Teniendo en cuenta que este tipo de tuberías son suministradas en longitudes de 12metros, se decide establecer el punto inicial del Aliviadero 2 a una distancia igual a 12metros aguas abajo del pozo de saneamiento al que llega el Colector 10, es decir en el P.K.1+586.

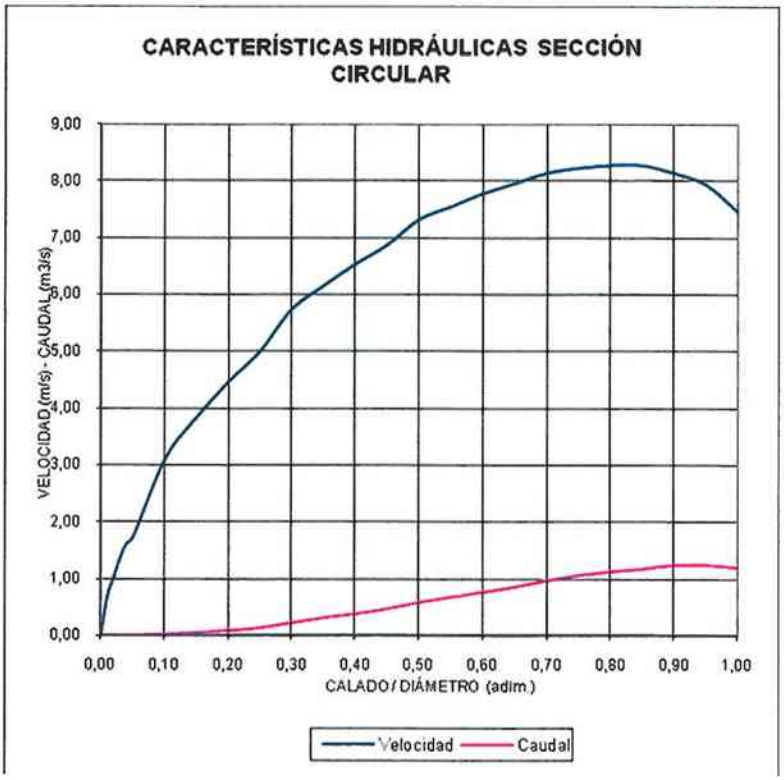
El dimensionamiento del mismo da como resultado un tubo de **PVC de Ø800mm** (diámetro interior 775mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009). Teniendo en cuenta que su pendiente es del 0,3%, se muestran en la siguiente tabla las características hidráulicas del colector.

$$Q_{max} = 1{,}021\frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}89 \rightarrow \quad v_{max} = 2{,}29\frac{m}{s}$$

$$Q_{min} = 0{,}00149\frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}03 \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}37\frac{m}{s}$$

Como se puede comprobar, se cumple con el condicionante de velocidad máxima (menor a 6 m/s) y con el de velocidad mínima (mayor a 0,3 m/s) pero no así con el de llenado máximo de la sección (menor al 85%). A pesar de este último hecho, se aceptará el colector como válido pues se aproxima mucho a la recomendación y se asegura el régimen en lámina libre de la conducción.

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,008	0,005	0,19	0,0002
0,02	0,016	0,011	0,29	0,0007
0,03	0,023	0,015	0,37	0,0015
0,04	0,031	0,020	0,45	0,0029
0,05	0,04	0,03	0,53	0,0049
0,10	0,08	0,05	0,83	0,0215
0,15	0,12	0,07	1,07	0,0499
0,20	0,16	0,10	1,28	0,0898
0,25	0,19	0,11	1,41	0,1267
0,30	0,23	0,13	1,57	0,1843
0,35	0,27	0,15	1,71	0,2506
0,40	0,31	0,17	1,84	0,3239
0,45	0,35	0,18	1,95	0,4029
0,50	0,39	0,19	2,04	0,4859
0,55	0,43	0,21	2,12	0,5710
0,60	0,47	0,22	2,19	0,6564
0,65	0,50	0,22	2,24	0,7194
0,70	0,54	0,23	2,28	0,7999
0,75	0,58	0,23	2,31	0,8744
0,80	0,62	0,24	2,32	0,9396
0,85	0,66	0,23	2,32	0,9919
0,90	0,70	0,23	2,29	1,0260
0,95	0,74	0,22	2,22	1,0317
1,00	0,78	-	-	-



Calado aguas arriba.

A continuación se procederá a la determinación del calado en el colector aguas arriba del aliviadero para la situación de caudal máximo.

El colector existente aguas arriba es el dimensionado anteriormente. Acudiendo a la misma tabla, interpolando entre los valores que aparecen en la misma, se determina el calado correspondiente al caudal máximo:

$$Q_{max} = 1{,}021 \frac{m^3}{s} \rightarrow \quad \frac{y}{D} = 0{,}89 \rightarrow \quad H = 0{,}695\ m$$

H = 695 mm = 69,5 cm

Calado aguas abajo.

Se deberá determinar el calado máximo en el colector aguas abajo, es decir, el correspondiente al caudal resultante de dividir el Caudal medio de aguas negras entre el Coeficiente de Dilución (1/6).

Este colector será de PVC de Ø500mm (diámetro interior 451,8mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009) y tendrá una pendiente del 0,3%.

Con estos datos (extrapolando entre los valores que se muestran en la siguiente tabla) se obtiene el calado máximo aguas abajo del aliviadero:

$$Q_{max} = 0{,}170 \frac{m^3}{s} \rightarrow \frac{y}{D} = 0{,}65 \rightarrow \quad h_N = 0{,}294\, m$$

h_N = 293,7 mm = 29,4 cm

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,14	0,0000
0,02	0,009	0,006	0,20	0,0002
0,03	0,014	0,009	0,27	0,0004
0,04	0,018	0,012	0,32	0,0007
0,05	0,02	0,01	0,34	0,0008
0,10	0,05	0,03	0,61	0,0059
0,15	0,07	0,04	0,75	0,0118
0,20	0,09	0,05	0,87	0,0198
0,25	0,11	0,06	0,98	0,0296
0,30	0,14	0,08	1,12	0,0475
0,35	0,16	0,09	1,21	0,0613
0,40	0,18	0,10	1,28	0,0763
0,45	0,20	0,10	1,35	0,0922
0,50	0,23	0,11	1,43	0,1175
0,55	0,25	0,12	1,48	0,1348
0,60	0,27	0,13	1,52	0,1522
0,65	0,29	0,13	1,56	0,1694
0,70	0,32	0,13	1,60	0,1938
0,75	0,34	0,14	1,61	0,2087
0,80	0,36	0,14	1,62	0,2220
0,85	0,38	0,14	1,62	0,2330
0,90	0,41	0,13	1,59	0,2437
0,95	0,43	0,13	1,56	0,2449
1,00	0,45	0,12	1,46	0,2341

Aliviadero.

Altura del aliviadero:

$$p = h_N + Resguardo = 29{,}4\ (cm) + 2(cm) = 31{,}4\ cm$$

$$Altura\ del\ aliviadero \rightarrow h = H - p = 69{,}5 - 31{,}4 = 38{,}1\ cm$$

Longitud del aliviadero:

$$\left(\frac{2}{3}*\mu\right)=\left(0{,}405+\frac{0{,}003}{0{,}381}\right)*\left[1+0{,}55*\frac{0{,}381^2}{(0{,}695)^2}\right]=\mathbf{0{,}481}$$

$$L=\frac{Q_{vert}}{\frac{2}{3}*\mu*h*\sqrt{2*g*h}}=\frac{854{,}5*10^{-3}}{0{,}481*0{,}381*\sqrt{2*g*0{,}381}}=1{,}705\,m$$

Por lo tanto las características geométricas del aliviadero serán las siguientes:

Altura del aliviadero = 0,39 m

Longitud del aliviadero = 1,8 m

Colector aliviadero.

Por el colector aliviadero circularán los caudales vertidos (situación futura y actual) que fueron calculados anteriormente. Se dimensionará el colector para el mayor de ellos (que corresponde con la situación actual de funcionamiento):

$$Q_{max}=854{,}5\frac{l}{s}$$

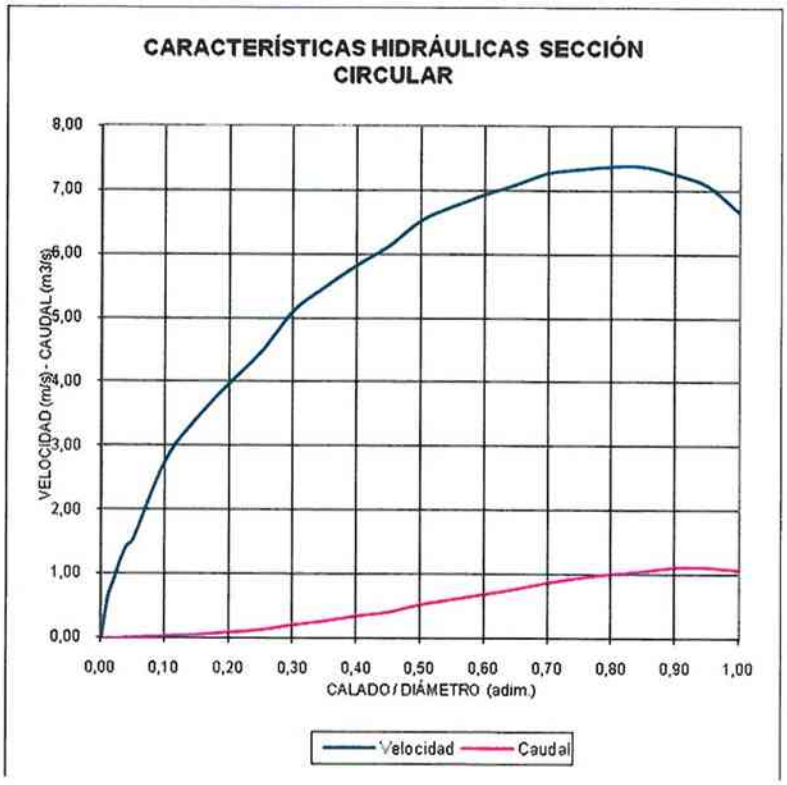
Este colector será de **PVC de Ø500mm** (diámetro interior 451,8mm y coeficiente de rugosidad de Manning 0,009) y su pendiente del 6,20%. En la siguiente tabla se puede ver la velocidad con la que circulará el agua en dicha conducción y el llenado de la misma.

$$Q_{max}=0{,}855\frac{m^3}{s}\rightarrow\quad v_{max}=7{,}22\frac{m}{s}\;;\;\frac{y}{D}=\mathbf{0{,}69}$$

Se admite como válido el colector a pesar de que no cumple con el condicionante de velocidad máxima (v= 7,22m/s), ya que las pendientes existentes en la zona son tan elevadas que, por mucho que se aumente el diámetro de la conducción no se cumplirá dicha condición. Además, este colector únicamente trabajará en los casos de

tormenta, por lo que el sobre-desgaste que pudiera sufrir como consecuencia de velocidades tan altas se compensa con el poco tiempo durante el que trabajará.

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,62	0,0002
0,02	0,009	0,006	0,91	0,0007
0,03	0,014	0,009	1,21	0,0018
0,04	0,018	0,012	1,43	0,0031
0,05	0,02	0,01	1,53	0,0038
0,10	0,05	0,03	2,76	0,0268
0,15	0,07	0,04	3,41	0,0539
0,20	0,09	0,05	3,97	0,0900
0,25	0,11	0,06	4,46	0,1347
0,30	0,14	0,08	5,11	0,2161
0,35	0,16	0,09	5,48	0,2786
0,40	0,18	0,10	5,82	0,3467
0,45	0,20	0,10	6,12	0,4193
0,50	0,23	0,11	6,51	0,5342
0,55	0,25	0,12	6,73	0,6130
0,60	0,27	0,13	6,92	0,6920
0,65	0,29	0,13	7,08	0,7699
0,70	0,32	0,13	7,26	0,8810
0,75	0,34	0,14	7,33	0,9488
0,80	0,36	0,14	7,37	1,0091
0,85	0,38	0,14	7,36	1,0593
0,90	0,41	0,13	7,25	1,1080
0,95	0,43	0,13	7,07	1,1132
1,00	0,45	0,12	6,64	1,0644



2.5 DIMENSIONAMIENTO EMISARIO PRINCIPAL.

Para el dimensionamiento del emisario se seguirán en todo momento las recomendaciones que aparecen en la *Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje Urbano del CEDEX.*

La red será una red de saneamiento unitaria, es decir, los caudales de aguas negras y de lluvia se evacuarán por un mismo conducto.

Criterios de diseño:

- Capacidad de la red: la red deberá tener capacidad suficiente para la evacuación de la totalidad de las aguas residuales generadas en la zona atendida por la red y de las aguas de lluvia generadas en su cuenca tributaria asociadas a un periodo de retorno de 25 años.
- Trazado: se respetará en todo momento lo establecido en el punto 5.2. de la *Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje Urbano del CEDEX.*

- Velocidad máxima del agua: en la hipótesis de circulación del caudal máximo de diseño deberá verificarse que la velocidad de circulación del agua no exceda de 6m/s (ya que el efluente no contendrá arena, pues quedará retenida en los pozos de saneamiento).
- Velocidad mínima del agua: en la hipótesis de circulación del caudal mínimo de diseño deberá verificarse que la velocidad de circulación del agua sea superior a 0,3m/s (ya que el efluente no contendrá arena, pues quedará retenida en los pozos de saneamiento).
- Llenado de la conducción: ya que el funcionamiento de las conducciones será en lámina libre, se comprobará que en la hipótesis de circulación del caudal máximo de proyecto, el llenado de las mismas es inferior al 85% de la sección.

2.5.1 Tramo del emisario: P.K. 0+077 → P.K. 0+268.

En este apartado se dimensionará la tubería necesaria para transportar los caudales procedentes, a través de la impulsión, desde la Estación de Bombeo nº1.

Este tramo del Emisario de la Margen Izquierda irá a lo largo del Paseo de Requejada, desde el pozo de registro P1, al que llegará la Impulsión 1 (P.K.0+077), hasta el pozo de registro existente del que parte el colector (igualmente existente) de PVC de Ø400mm (P.K.0+268).

El nuevo colector será de **PVC de Ø315mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 285,2mm) y tendrá una pendiente del 0,3%.

Los caudales de diseño serán los siguientes:

- Caudal mínimo: éste serán igual a cero y se dará en los momentos en los que la bomba no esté impulsando caudal.

$$Q_{min}\ (ACTUAL) = Q_{max}\ (FUTURO) = 0\ l/s$$

- Caudal máximo: coincidirá con el caudal al que impulsarán las bombas en la situación futura de funcionamiento.

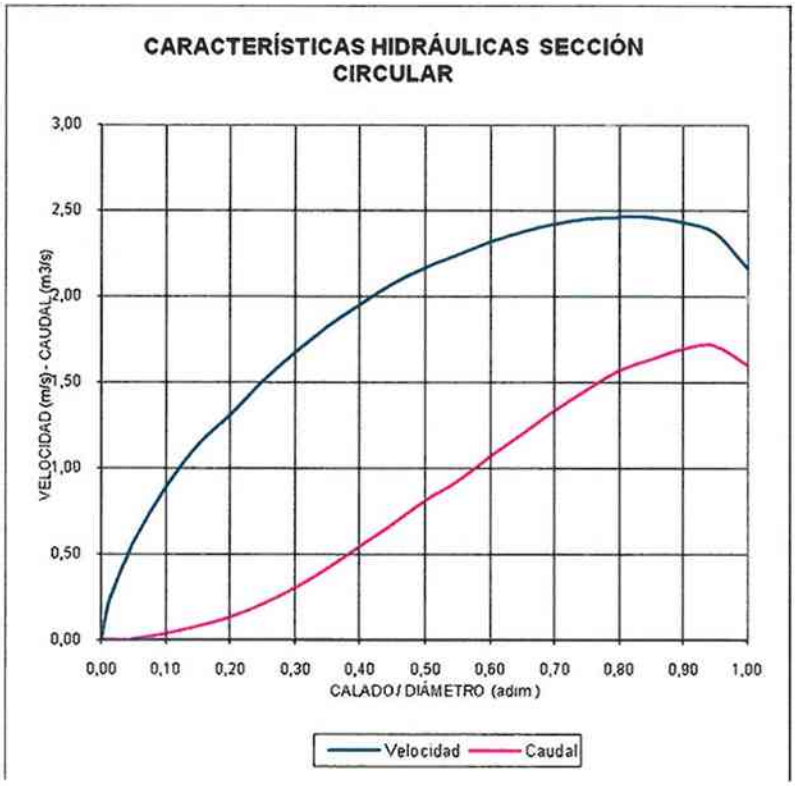
$$Q_{max}\ (FUTURO) = 1{,}60\ l/s$$

El colector, tal y como se puede ver, cumple con el condicionante de velocidad máxima (menor a 6m/s), con el de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y con el de llenado de la sección (menor al 85%):

$$Q_{max} = 0{,}0016\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = \frac{0{,}43m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}10}$$

En la siguiente gráfica se pueden ver las características hidráulicas de este colector:

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,003	0,002	0,10	0,0000
0,02	0,006	0,004	0,15	0,0001
0,03	0,009	0,006	0,20	0,0001
0,04	0,011	0,007	0,23	0,0002
0,05	0,01	0,01	0,21	0,0002
0,10	0,03	0,02	0,43	0,0016
0,15	0,04	0,02	0,52	0,0028
0,20	0,06	0,04	0,66	0,0065
0,25	0,07	0,04	0,73	0,0088
0,30	0,09	0,05	0,83	0,0144
0,35	0,10	0,06	0,88	0,0176
0,40	0,11	0,06	0,93	0,0211
0,45	0,13	0,07	1,00	0,0285
0,50	0,14	0,07	1,04	0,0324
0,55	0,16	0,08	1,10	0,0404
0,60	0,17	0,08	1,12	0,0445
0,65	0,19	0,08	1,16	0,0524
0,70	0,20	0,08	1,17	0,0561
0,75	0,21	0,09	1,18	0,0596
0,80	0,23	0,09	1,19	0,0659
0,85	0,24	0,09	1,19	0,0684
0,90	0,26	0,08	1,17	0,0716
0,95	0,27	0,08	1,15	0,0719
1,00	0,29	-	-	-



2.5.2 Comprobación tramo existente: P.K. 0+268 → P.K. 0+463.

En este apartado se comprobará la capacidad hidráulica del colector existente en el Paseo de Requejada (que va desde el P.K.0+268 hasta el P.K.0+463) ya que, a los caudales que transporta en la actualidad, se le sumarán los caudales que se generarán como consecuencia de la conexión de la Urbanización privada "Camping Club de Duero" y como consecuencia del desarrollo del Área 2 de la margen izquierda del río Duero en Tudela

Los caudales que circularán a través de él se obtienen a partir del Anejo nº2 "Cálculo de caudales para nuevas incorporaciones a la EDAR":

$$Q_{min,N} = Q_{min,N}(ACTUAL) = Q_{min,N}(\text{ÁREA 2}) = 0{,}41\frac{l}{s}$$

$$Q_{med,N} = Q_{med,N}(FUTURO) = Q_{med,N}(\text{ÁREA 2}) = 3{,}85\frac{l}{s}$$

$$Q_{p,N} = Q_{p,N}(FUTURO) = Q_{bomb}(E.B.1) + Q_{p,N}(\text{ÁREA 2}) = 1{,}60 + 7{,}64 = 9{,}24\frac{l}{s}$$

$$Q_{II} = Q_{II}(\text{ÁREA 2}) = 245\frac{l}{s}$$

$$\mathbf{Q_{min} = Q_{min,N} = 0,41\frac{l}{s}}$$

$$\mathbf{Q_{max} = Q_{II} + Q_{med,N} = 245 + 3,85 = 248,85\frac{l}{s}}$$

El colector existente es una tubería de **Hormigón de Ø600mm** (coeficiente de rugosidad de Manning n=0,014).

Tiene un total de cinco cambios de alineación en alzado, que se traduce en la existencia de seis alineaciones diferentes:

P.K. Inicial	P.K. Final	Pendiente (%)
0+268	0+301	0,12
0+301	0+332	0,88
0+332	0+362	0,55
0+362	0+399	1,51
0+399	0+427	4,87
0+427	0+463	0,88

La mayor parte del caudal procedente del Área 2 se sumará al emisario principal en el pozo de registro ubicado en el P.K.0+399, por lo que, a efectos de cálculo, consideraremos que todo el caudal generado en el Área 2 es aportado en dicho punto. Por los tramos anteriores circulará un caudal de magnitud similar al que lo hace actualmente.

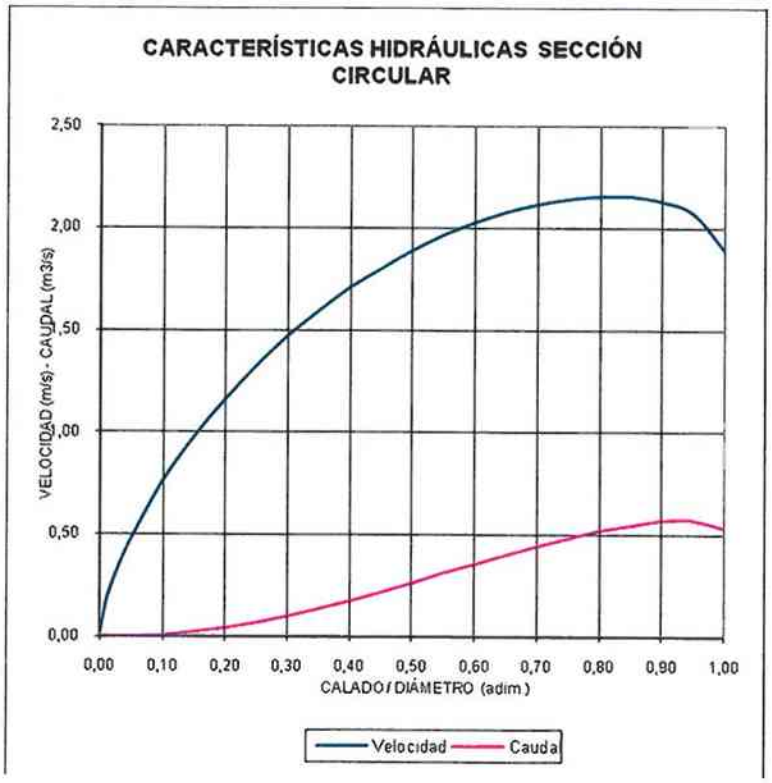
Por todo ello, se comprobará que los dos últimos subtramos del colector existente tendrán capacidad para transportar los caudales aportados a mayores, cumpliendo con los condicionantes de velocidad y de llenado de la sección.

En la siguiente tabla se comprueba que el subtramo que va desde el P.K.0+399 hasta el P.K.0+427, con una pendiente del 4,87%, tiene capacidad para transportar los caudales que serán aportados a mayores, cumpliendo con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85% del diámetro lleno).

$$Q_{min} = 0{,}00041\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}48\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}02}$$

$$Q_{max} = 0{,}249\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 3{,}46\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}31}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,006	0,004	0,40	0,0002
0,02	0,012	0,008	0,63	0,0008
0,03	0,018	0,012	0,82	0,0020
0,04	0,024	0,016	0,99	0,0037
0,05	0,03	0,02	1,14	0,0060
0,10	0,06	0,04	1,79	0,0263
0,15	0,09	0,06	2,30	0,0612
0,20	0,12	0,07	2,74	0,1102
0,25	0,15	0,09	3,12	0,1724
0,30	0,18	0,10	3,45	0,2464
0,35	0,21	0,12	3,75	0,3308
0,40	0,24	0,13	4,01	0,4240
0,45	0,27	0,14	4,25	0,5241
0,50	0,30	0,15	4,45	0,6291
0,55	0,33	0,16	4,62	0,7370
0,60	0,36	0,17	4,77	0,8453
0,65	0,39	0,17	4,89	0,9517
0,70	0,42	0,18	4,98	1,0534
0,75	0,45	0,18	5,04	1,1473
0,80	0,48	0,18	5,07	1,2299
0,85	0,51	0,18	5,06	1,2965
0,90	0,54	0,18	5,00	1,3410
0,95	0,57	0,17	4,87	1,3520
1,00	0,60	0,15	4,45	1,2582

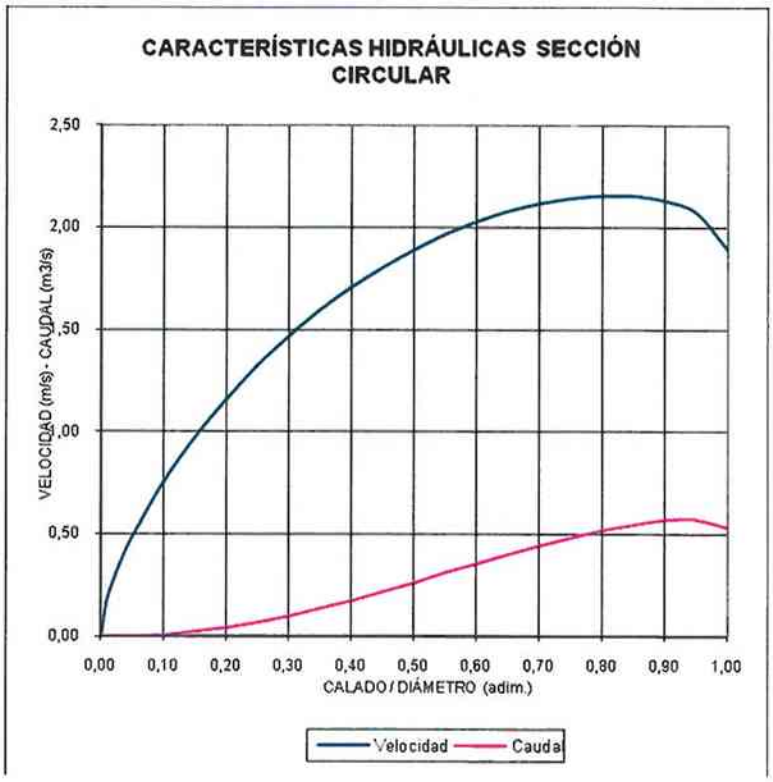


En esta segunda tabla se muestran las características del siguiente subtramo, el que va desde el P.K.0+427 hasta el P.K.0+463, con una pendiente del 0,88%, en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de llenado de la sección (menor al 85% del diámetro lleno) y de velocidad máxima (menor a 6m/s). En cambio, la recomendación de velocidad mínima (mayor a 0,30m/s) no se satisface, pero se mantendrá la tubería, ya que está condición no está siendo cumplida en la actualidad sin que se hayan detectados fallos en la red derivados de dicho incumplimiento.

$$Q_{min} = 0{,}00041\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}28\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}03}$$

$$Q_{max} = 0{,}249\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 1{,}86\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}48}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,006	0,004	0,17	0,0001
0,02	0,012	0,008	0,27	0,0004
0,03	0,018	0,012	0,35	0,0009
0,04	0,024	0,016	0,42	0,0016
0,05	0,03	0,02	0,49	0,0026
0,10	0,06	0,04	0,76	0,0112
0,15	0,09	0,06	0,98	0,0260
0,20	0,12	0,07	1,16	0,0468
0,25	0,15	0,09	1,33	0,0733
0,30	0,18	0,10	1,47	0,1047
0,35	0,21	0,12	1,59	0,1406
0,40	0,24	0,13	1,71	0,1802
0,45	0,27	0,14	1,81	0,2228
0,50	0,30	0,15	1,89	0,2674
0,55	0,33	0,16	1,97	0,3133
0,60	0,36	0,17	2,03	0,3593
0,65	0,39	0,17	2,08	0,4046
0,70	0,42	0,18	2,12	0,4478
0,75	0,45	0,18	2,14	0,4877
0,80	0,48	0,18	2,16	0,5228
0,85	0,51	0,18	2,15	0,5511
0,90	0,54	0,18	2,13	0,5700
0,95	0,57	0,17	2,07	0,5747
1,00	0,60	0,15	1,89	0,5349



2.5.3 Tramo del emisario: P.K. 0+463 → P.K. 0+490.

En este Apartado se dimensionará el nuevo tramo del emisario que, en la Plaza El Plantío, conectará el actual pozo de registro existente al que llegan los Colectores 1, 2, 3 y 4 (P.K.0+463) con la Estación de Bombeo nº2 (P.K.0+490).

Este colector deberá tener capacidad suficiente para transportar la suma de los caudales que llegarán a través de los colectores 1, 2, 3, y 4. Estos caudales fueron calculados en el Anejo nº2 "Cálculo de caudales para nuevas incorporaciones a la EDAR":

$$Q_{min,N} = Q_{min,N}(ACTUAL) == Q_{min,N}(Col.1) + Q_{min,N}(Col.2) + Q_{min,N}(Col.3) + Q_{min,N}(Col.4) = 0{,}41 + 0{,}07 + 0{,}06 + 0{,}05 = 0{,}59\frac{l}{s}$$

$$Q_{med,N} = Q_{med,N}(FUTURO) == Q_{med,N}(Col.1) + Q_{med,N}(Col.2) + Q_{med,N}(Col.3) + Q_{med,N}(Col.4) == 3{,}85 + 1{,}66 + 1{,}11 + 0{,}26 = 6{,}88\frac{l}{s}$$

$$Q_{p,N} = Q_{p,N}(FUTURO) = Q_{p,N}(Col.1) + Q_{p,N}(Col.2) + Q_{p,N}(Col.3) + Q_{p,N}(Col.4) = 9{,}24 + 3{,}30 + 2{,}21 + 0{,}52 = 15{,}27\frac{l}{s}$$

$$\mathbf{Q_{min} = Q_{min,N} = 0{,}59\frac{l}{s}}$$

$$Q_{ll} = Q_{ll}(Col.1) + Q_{ll}(Col.2) + Q_{ll}(Col.3) + Q_{ll}(Col.4) == 245 + 225 + 253 + 25 = 749\frac{l}{s}$$

$$\mathbf{Q_{max} = Q_{ll} + Q_{med,N} = 749 + 6{,}88 = 755{,}88\frac{l}{s}}$$

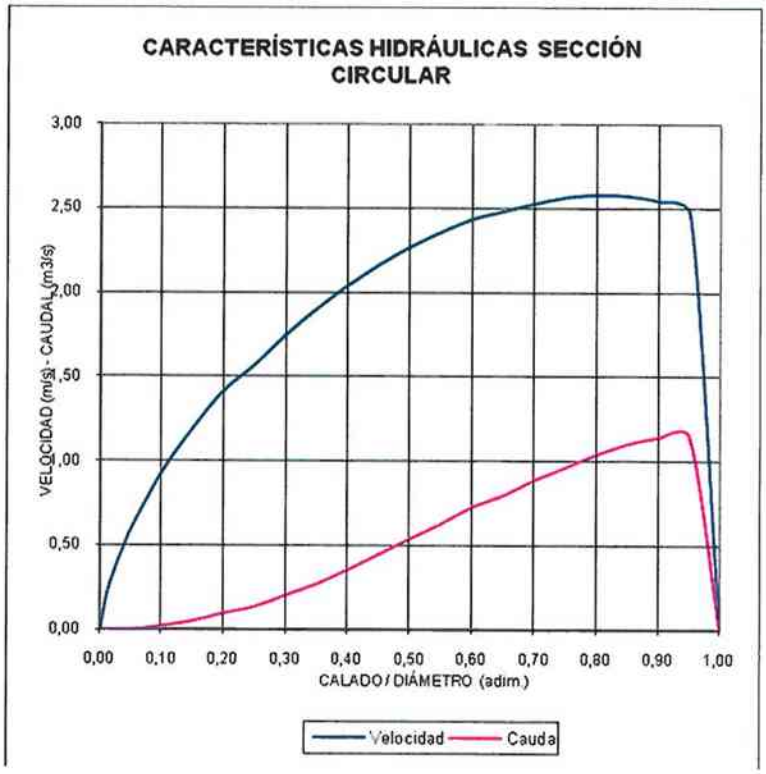
El nuevo colector será de **PVC de Ø800mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 775mm) y tendrá una pendiente del 0,45%.

En la siguiente tabla se puede comprobar cómo el colector cumplirá con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85% del diámetro lleno).

$$Q_{min} = 0{,}00059\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}31\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}02}$$

$$Q_{max} = 0{,}756\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 2{,}65\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}57}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,008	0,005	0,23	0,0002
0,02	0,016	0,011	0,36	0,0008
0,03	0,023	0,015	0,46	0,0018
0,04	0,031	0,020	0,55	0,0035
0,05	0,04	0,03	0,65	0,0060
0,10	0,08	0,05	1,02	0,0263
0,15	0,12	0,07	1,32	0,0611
0,20	0,16	0,10	1,56	0,1099
0,25	0,19	0,11	1,73	0,1551
0,30	0,23	0,13	1,93	0,2258
0,35	0,27	0,15	2,10	0,3069
0,40	0,31	0,17	2,25	0,3967
0,45	0,35	0,18	2,39	0,4935
0,50	0,39	0,19	2,50	0,5951
0,55	0,43	0,21	2,60	0,6994
0,60	0,47	0,22	2,69	0,8040
0,65	0,50	0,22	2,74	0,8810
0,70	0,54	0,23	2,79	0,9797
0,75	0,58	0,23	2,83	1,0709
0,80	0,62	0,24	2,84	1,1508
0,85	0,66	0,23	2,84	1,2148
0,90	0,70	0,23	2,80	1,2565
0,95	0,74	0,22	2,72	1,2636
1,00	0,78	-	-	-



2.5.4 Comprobación tramo existente: P.K. 0+602 → P.K. 0+786.

A continuación se procederá a la comprobación del colector existente en la Calle Herrera, que va desde el pozo de registro al que llega la Impulsión nº2 hasta otro pozo de registro existente a la altura de la Travesía de Herrera (del que partirá el siguiente tramo del emisario).

A lo largo de su recorrido este tramo sufre un cambio de alineación en alzado, por lo que existen dos alineaciones que deberán comprobarse:

P.K. Inicial	P.K. Final	Pendiente (%)
0+602	0+689	0,80
0+689	0+786	1,09

Este colector es de **PVC de Ø630mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 590mm).

Se comprobará que ambos subtramos tienen capacidad para evacuar los caudales que circularán por ellos, cumpliendo con los condicionantes de velocidades y de llenado de la sección.

El caudal máximo que circulará por este tramo corresponderá con la situación futura de funcionamiento, mientras que el caudal mínimo lo hará con la situación actual de funcionamiento. Estos caudales fueron calculados en el Anejo nº2 "Cálculo de caudales para nuevas incorporaciones a la EDAR":

$$Q_{min,N} = Q_{min,N}(ACTUAL) = Q_{min,N}(\text{ÁREA 6}) = 0{,}27\frac{l}{s}$$

$$Q_{med,N} = Q_{med,N}(FUTURO) = Q_{med,N}(\text{ÁREA 6}) = 3{,}20\frac{l}{s}$$

$$Q_{p,N} = Q_{p,N}(FUTURO) = Q_{bomb}(E.B.2) + Q_{p,N}(\text{ÁREA 6}) = 15{,}27 + 6{,}35 = 21{,}62\frac{l}{s}$$

$$Q_{II} = Q_{II}(\text{ÁREA 6}) = 293\frac{l}{s}$$

$$\mathbf{Q_{max} = Q_{med,N} + Q_{II} = 3{,}20 + 293 = 296{,}20\frac{l}{s}}$$

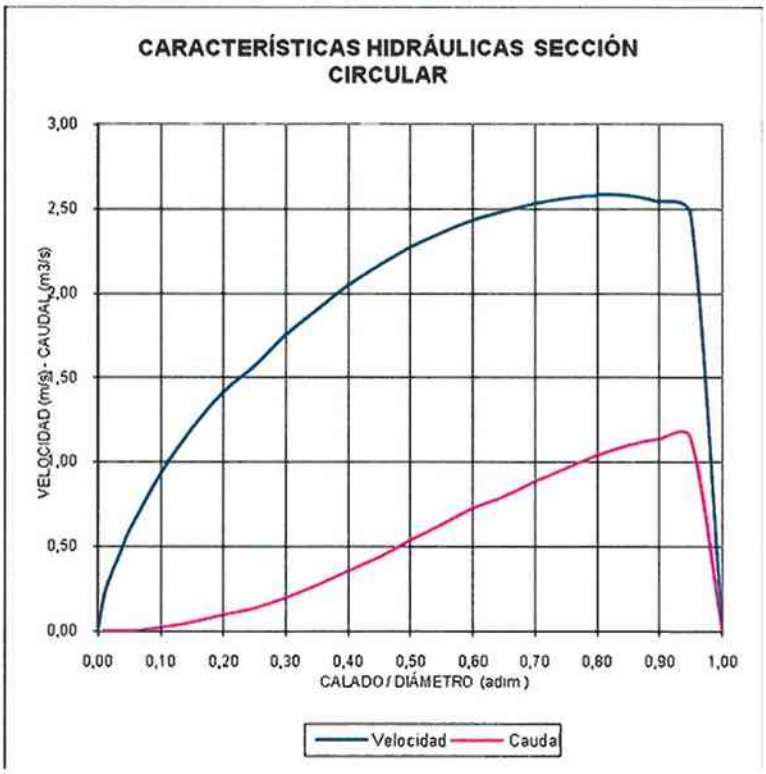
$$\mathbf{Q_{min} = Q_{min,N} = 0{,}27\frac{l}{s}}$$

Las características hidráulicas del tramo que va desde el P.K.0+602 hasta el P.K.0+689 se muestran en la siguiente tabla. En ella se puede comprobar que se cumple con el condicionante de velocidad máxima (menor a 6m/s), con el de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y con el de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00027\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}31\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}02}$$

$$Q_{max} = 0{,}296\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 2{,}60\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}43}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,006	0,004	0,25	0,0001
0,02	0,012	0,008	0,39	0,0005
0,03	0,018	0,012	0,52	0,0013
0,04	0,024	0,016	0,62	0,0023
0,05	0,03	0,02	0,72	0,0038
0,10	0,06	0,04	1,12	0,0164
0,15	0,09	0,06	1,45	0,0382
0,20	0,12	0,07	1,72	0,0687
0,25	0,15	0,09	1,96	0,1074
0,30	0,18	0,10	2,17	0,1534
0,35	0,21	0,12	2,36	0,2058
0,40	0,24	0,13	2,52	0,2636
0,45	0,27	0,14	2,67	0,3254
0,50	0,30	0,15	2,79	0,3902
0,55	0,32	0,16	2,87	0,4343
0,60	0,35	0,16	2,96	0,5008
0,65	0,38	0,17	3,04	0,5662
0,70	0,41	0,17	3,10	0,6290
0,75	0,44	0,18	3,14	0,6871
0,80	0,47	0,18	3,16	0,7383
0,85	0,50	0,18	3,16	0,7798
0,90	0,53	0,18	3,12	0,8078
0,95	0,56	0,17	3,04	0,8152
1,00	0,59	0,15	2,77	0,7585

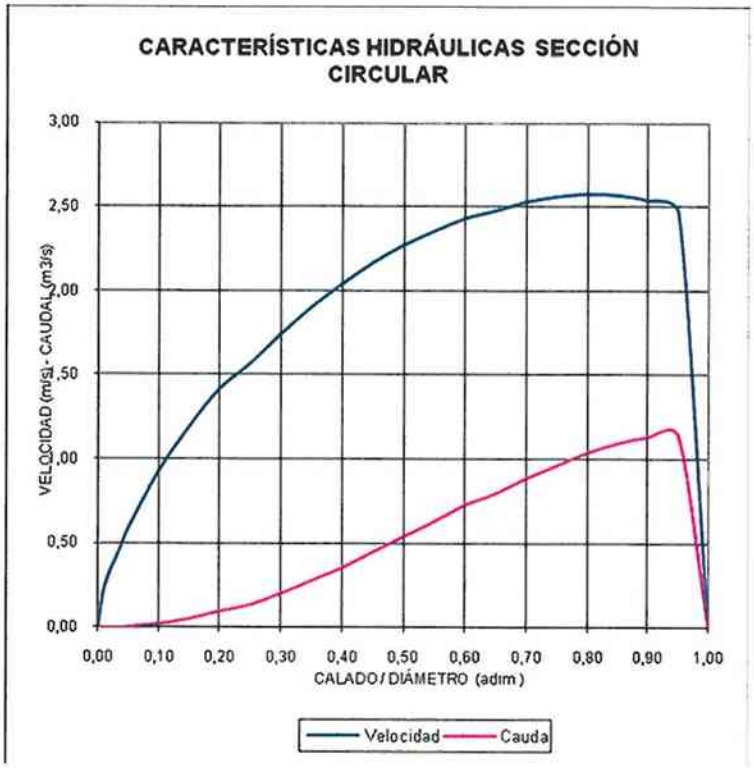


Las características hidráulicas del tramo que va desde el P.K.0+689 hasta el P.K.0+786 se muestran en esta segunda tabla. En ella se puede comprobar que se cumple con el condicionante de velocidad máxima (menor a 6m/s), con el de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y con el de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00027\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}35\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}02}$$

$$Q_{max} = 0{,}296\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 2{,}92\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}40}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,006	0,004	0,29	0,0001
0,02	0,012	0,008	0,46	0,0006
0,03	0,018	0,012	0,60	0,0015
0,04	0,024	0,016	0,73	0,0027
0,05	0,03	0,02	0,84	0,0044
0,10	0,06	0,04	1,31	0,0191
0,15	0,09	0,06	1,69	0,0446
0,20	0,12	0,07	2,01	0,0802
0,25	0,15	0,09	2,29	0,1254
0,30	0,18	0,10	2,54	0,1791
0,35	0,21	0,12	2,75	0,2403
0,40	0,24	0,13	2,95	0,3077
0,45	0,27	0,14	3,11	0,3799
0,50	0,30	0,15	3,26	0,4555
0,55	0,32	0,16	3,35	0,5069
0,60	0,35	0,16	3,46	0,5845
0,65	0,38	0,17	3,55	0,6610
0,70	0,41	0,17	3,62	0,7342
0,75	0,44	0,18	3,67	0,8020
0,80	0,47	0,18	3,69	0,8618
0,85	0,50	0,18	3,68	0,9103
0,90	0,53	0,18	3,64	0,9429
0,95	0,56	0,17	3,55	0,9515
1,00	0,59	0,15	3,24	0,8854



2.5.5 Tramo del emisario: P.K. 0+786 → P.K. 0+806.

Este tramo del emisario irá desde el pozo de registro existente en el que desemboca el tramo comprobado anteriormente (P.K.0+786), hasta el pozo de registro P5 al que llegará el Colector 6 (P.K.0+806).

Los caudales que circularán por él serán los mismos que los que los que lo harán por el tramo del emisario anterior:

$$\mathbf{Q_{max} = 296,20 \frac{l}{s}}$$

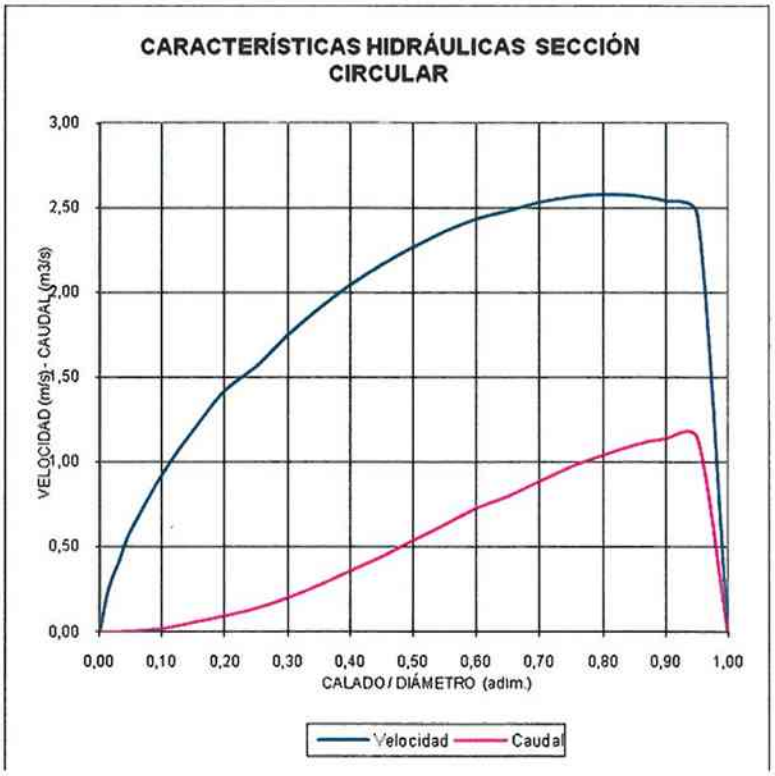
$$\mathbf{Q_{min} = 0,27 \frac{l}{s}}$$

Este tramo de colector será de **PVC de Ø630mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 590mm) y tendrá una pendiente del 0,8%. En la siguiente tabla se pueden ver las características hidráulicas del colector, pudiéndose comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00027\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}31\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}02}$$

$$Q_{max} = 0{,}296\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 2{,}60\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}42}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,006	0,004	0,25	0,0001
0,02	0,012	0,008	0,39	0,0005
0,03	0,018	0,012	0,52	0,0013
0,04	0,024	0,016	0,62	0,0023
0,05	0,03	0,02	0,72	0,0038
0,10	0,06	0,04	1,12	0,0164
0,15	0,09	0,06	1,45	0,0382
0,20	0,12	0,07	1,72	0,0687
0,25	0,15	0,09	1,96	0,1074
0,30	0,18	0,10	2,17	0,1534
0,35	0,21	0,12	2,36	0,2058
0,40	0,24	0,13	2,52	0,2636
0,45	0,27	0,14	2,67	0,3254
0,50	0,30	0,15	2,79	0,3902
0,55	0,32	0,16	2,87	0,4343
0,60	0,35	0,16	2,96	0,5008
0,65	0,38	0,17	3,04	0,5662
0,70	0,41	0,17	3,10	0,6290
0,75	0,44	0,18	3,14	0,6871
0,80	0,47	0,18	3,16	0,7383
0,85	0,50	0,18	3,16	0,7798
0,90	0,53	0,18	3,12	0,8078
0,95	0,56	0,17	3,04	0,8152
1,00	0,59	0,15	2,77	0,7585



2.5.6 Tramo del emisario: P.K. 0+806 → P.K. 0+818.

Este tramo del emisario será el comprendido desde el pozo de registro P5, en el que desembocará el Colector 6, hasta el Aliviadero 1.

Se recordará que ya fue calculado en el punto 3.1 de este mismo anejo, y de su dimensionamiento resultó el siguiente tubo:

PVC de Ø800mm

2.5.7 Tramo del emisario: P.K. 0+821 → P.K. 0+937.

Este tramo del emisario será el comprendido desde la salida del Aliviadero 1 hasta el pozo de registro P7, en el que desembocará el Colector 7.

Los caudales que circularán por este tramo del emisario serán los que pasen a través del Aliviadero 1:

$$\mathbf{Q_{max} = Q_{max}(FUTURO) = 144,27 \frac{l}{s}}$$

$$\mathbf{Q_{min} = Q_{min,N}(ACTUAL) = 0,69\frac{l}{s}}$$

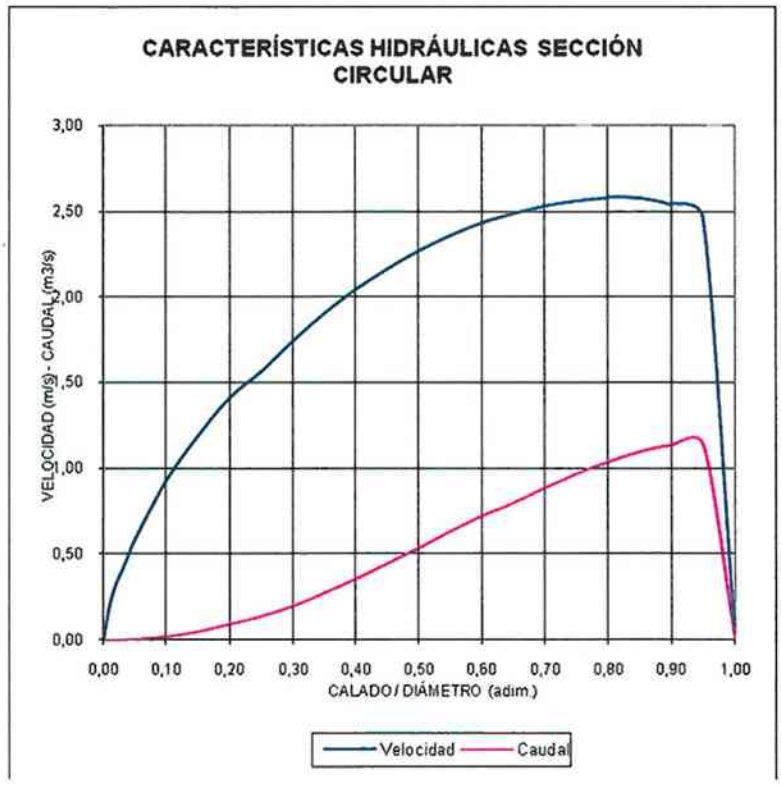
La tubería resultante del dimensionamiento, estableciendo una pendiente para el tramo del 0,34%, es de **PVC de Ø400mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 364mm).

A continuación se muestra una tabla con las características del colector, en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00069\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}35\frac{m}{s} \; ; \; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}05}$$

$$Q_{max} = 0{,}144\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 1{,}56\frac{m}{s} \; ; \; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}82}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,004	0,003	0,13	0,0000
0,02	0,007	0,005	0,19	0,0001
0,03	0,011	0,007	0,25	0,0002
0,04	0,015	0,010	0,31	0,0005
0,05	0,02	0,01	0,37	0,0008
0,10	0,04	0,03	0,58	0,0036
0,15	0,05	0,03	0,67	0,0058
0,20	0,07	0,04	0,82	0,0115
0,25	0,09	0,05	0,95	0,0191
0,30	0,11	0,06	1,07	0,0283
0,35	0,13	0,07	1,16	0,0389
0,40	0,15	0,08	1,25	0,0506
0,45	0,16	0,08	1,29	0,0569
0,50	0,18	0,09	1,36	0,0698
0,55	0,20	0,10	1,42	0,0832
0,60	0,22	0,10	1,47	0,0967
0,65	0,24	0,11	1,51	0,1098
0,70	0,25	0,11	1,52	0,1162
0,75	0,27	0,11	1,55	0,1281
0,80	0,29	0,11	1,56	0,1385
0,85	0,31	0,11	1,55	0,1468
0,90	0,33	0,11	1,53	0,1521
0,95	0,35	0,10	1,48	0,1523
1,00	0,36	0,10	1,43	0,1485



2.5.8 Tramo del emisario: P.K. 0+937 → P.K. 1+018.

Los caudales que circularán por este tramo del emisario serán los que lleguen a través del tramo anteriormente dimensionado (procedentes del Aliviadero 1), más los que lleguen a través del Colector 7:

$$Q_{max} = Q_{max}(FUTURO) = Q_{max}(ALIV.\,1) + Q_{max}(Col.\,7) = 144,27 + (241 + 0,40) == 385,67 \frac{l}{s}$$

$$Q_{min} = Q_{min,N}(ALIV.\,1) + Q_{min,N}(Col.\,7) = 0,69 + 0,04 = 0,73 \frac{l}{s}$$

La tubería resultante del dimensionamiento, estableciendo una pendiente para el tramo del 0,34%, es de **PVC de Ø630mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 590mm).

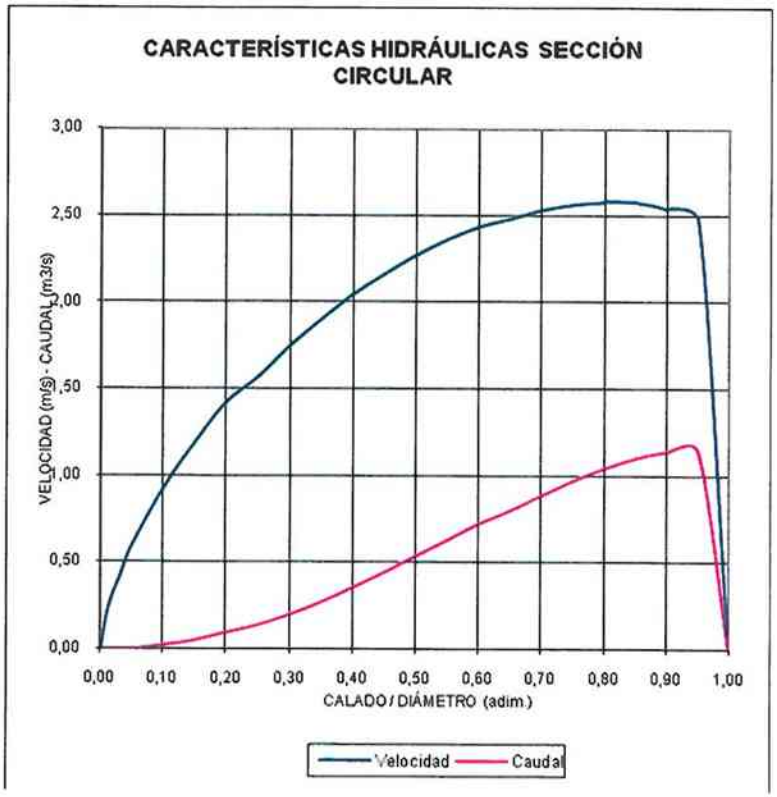
A continuación se muestra una tabla con las características del colector, en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad máxima (menor

a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00073\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}33\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}03}$$

$$Q_{max} = 0{,}386\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 2{,}07\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}65}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,006	0,004	0,17	0,0001
0,02	0,012	0,008	0,27	0,0004
0,03	0,018	0,012	0,35	0,0009
0,04	0,024	0,016	0,42	0,0016
0,05	0,03	0,02	0,49	0,0026
0,10	0,06	0,04	0,76	0,0112
0,15	0,09	0,06	0,99	0,0260
0,20	0,12	0,07	1,17	0,0467
0,25	0,15	0,09	1,33	0,0731
0,30	0,18	0,10	1,48	0,1044
0,35	0,21	0,12	1,60	0,1400
0,40	0,24	0,13	1,72	0,1792
0,45	0,27	0,14	1,81	0,2213
0,50	0,30	0,15	1,90	0,2654
0,55	0,32	0,16	1,95	0,2953
0,60	0,35	0,16	2,02	0,3406
0,65	0,38	0,17	2,07	0,3851
0,70	0,41	0,17	2,11	0,4278
0,75	0,44	0,18	2,14	0,4673
0,80	0,47	0,18	2,15	0,5021
0,85	0,50	0,18	2,15	0,5303
0,90	0,53	0,18	2,12	0,5493
0,95	0,56	0,17	2,07	0,5544
1,00	0,59	0,15	1,89	0,5158


CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS SECCIÓN CIRCULAR
3,00
2,50
2,00
1,50
1,00
0,50
0,00
VELOCIDAD (m/s) - CAUDAL (m3/s)
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
0,50
0,60
0,70
0,80
0,90
1,00
CALADO / DIÁMETRO (adim.)
Velocidad
Caudal

2.5.9 Tramo del emisario: P.K. 1+018 → P.K. 1+024.

Este tramo del emisario será el comprendido desde el pozo de registro P9, al que llegarán los Colectores 8 y 9, hasta el Aliviadero 2.

Se recuerda que ya fue calculado en el punto 3.2 de este mismo anejo, y de su dimensionamiento resultó el siguiente tubo:

PVC de Ø630mm

2.5.10 Tramo del emisario: P.K. 1+027 → P.K. 1+434.

Este tramo del emisario será el que discurrirá a lo largo del Camino de Palacios. Su punto inicial será la sección posterior al Aliviadero 2 y su punto final estará en el pozo de registro P17 ubicado justo antes de la pasarela sobre el río Duero.

Los caudales que circularán por él serán los que pasen a través del Aliviadero 2 (determinados en el punto 3.2 de este mismo Anejo), sin que se produzca aportación alguna de caudales en ningún otro punto del tramo:

$$\mathbf{Q_{max} = Q_{max}(FUTURO) = 149,62 \frac{l}{s}}$$

$$\mathbf{Q_{min} = Q_{min,N}(ACTUAL) = 0,79 \frac{l}{s}}$$

A lo largo del tramo, el colector sufrirá cuatro cambios de alineación en alzado del que resultarán cinco alineaciones:

P.K. Inicial	P.K. Final	Pendiente (%)
1+030	1+077	0,34
1+077	1+138	0,42
1+138	1+190	0,43
1+190	1+326	0,30
1+326	1+434	2,01

Para el dimensionamiento de este tramo se estudiarán los dos subtramos con la mayor y menor pendiente respectivamente. En ambos se comprobará que la tubería tendrá capacidad suficiente para conducir los caudales correspondientes, cumpliendo con los condicionantes de velocidad y de llenado de la sección.

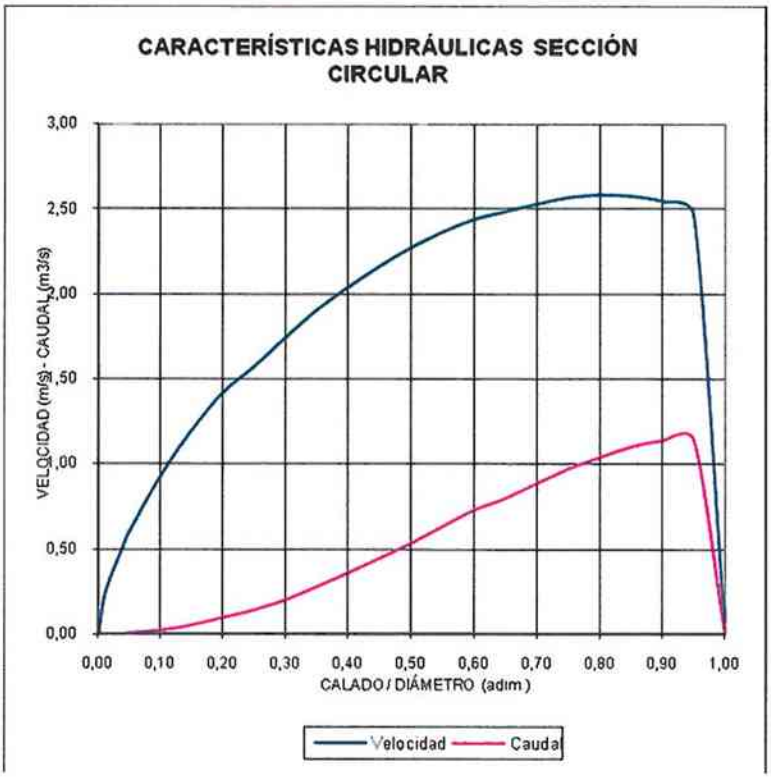
La tubería resultante del dimensionamiento es de **PVC de Ø500mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 451,8mm).

A continuación se muestra una tabla con las características del colector en el tramo de menor pendiente (0,30%), en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00079\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}34\frac{m}{s} \quad ; \; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}05}$$

$$Q_{max} = 0{,}150\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 1{,}51\frac{m}{s} \quad ; \; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}59}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,14	0,0000
0,02	0,009	0,006	0,20	0,0002
0,03	0,014	0,009	0,27	0,0004
0,04	0,018	0,012	0,32	0,0007
0,05	0,02	0,01	0,34	0,0008
0,10	0,05	0,03	0,61	0,0059
0,15	0,07	0,04	0,75	0,0118
0,20	0,09	0,05	0,87	0,0198
0,25	0,11	0,06	0,98	0,0296
0,30	0,14	0,08	1,12	0,0475
0,35	0,16	0,09	1,21	0,0613
0,40	0,18	0,10	1,28	0,0763
0,45	0,20	0,10	1,35	0,0922
0,50	0,23	0,11	1,43	0,1175
0,55	0,25	0,12	1,48	0,1348
0,60	0,27	0,13	1,52	0,1522
0,65	0,29	0,13	1,56	0,1694
0,70	0,32	0,13	1,60	0,1938
0,75	0,34	0,14	1,61	0,2087
0,80	0,36	0,14	1,62	0,2220
0,85	0,38	0,14	1,62	0,2330
0,90	0,41	0,13	1,59	0,2437
0,95	0,43	0,13	1,56	0,2449
1,00	0,45	0,12	1,46	0,2341

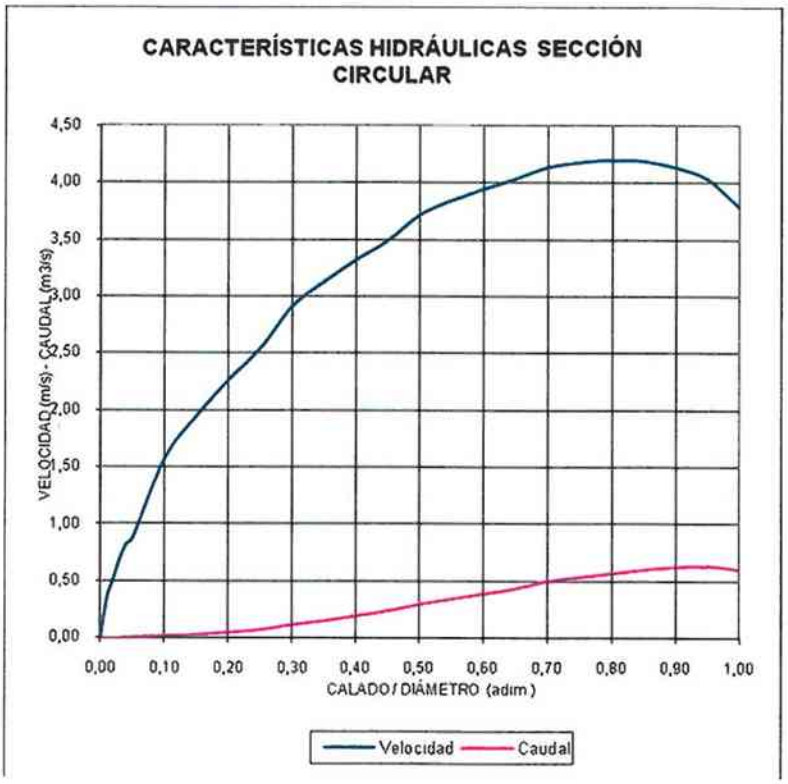


En esta otra tabla se muestran las características del colector en el tramo de mayor pendiente (2,01%), en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00079\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}63\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}03}$$

$$Q_{max} = 0{,}150\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 3{,}07\frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}34}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,35	0,0001
0,02	0,009	0,006	0,52	0,0004
0,03	0,014	0,009	0,69	0,0010
0,04	0,018	0,012	0,82	0,0017
0,05	0,02	0,01	0,87	0,0022
0,10	0,05	0,03	1,57	0,0152
0,15	0,07	0,04	1,94	0,0307
0,20	0,09	0,05	2,26	0,0513
0,25	0,11	0,06	2,54	0,0767
0,30	0,14	0,08	2,91	0,1230
0,35	0,16	0,09	3,12	0,1586
0,40	0,18	0,10	3,31	0,1974
0,45	0,20	0,10	3,49	0,2388
0,50	0,23	0,11	3,71	0,3042
0,55	0,25	0,12	3,83	0,3490
0,60	0,27	0,13	3,94	0,3940
0,65	0,29	0,13	4,03	0,4384
0,70	0,32	0,13	4,13	0,5016
0,75	0,34	0,14	4,17	0,5402
0,80	0,36	0,14	4,19	0,5745
0,85	0,38	0,14	4,19	0,6032
0,90	0,41	0,13	4,13	0,6309
0,95	0,43	0,13	4,03	0,6338
1,00	0,45	0,12	3,78	0,6060



2.5.11 Tramo del emisario: P.K. 1+434 → P.K. 1+574.

Este tramo del emisario es el que irá colgado de la pasarela sobre el río Duero. Al finalizar el mismo se dispondrá una bajante con disipadores de energía (para bajar de la pasarela) y otro tramo con pendiente pronunciada hasta conectar con el pozo de registro al que llegará el Colector 10.

Los caudales que circularán por él serán los que lleguen procedentes del anterior tramo, es decir, los que pasen a través del Aliviadero 2 (determinados en el punto 3.2 de este mismo Anejo):

$$\mathbf{Q_{max} = Q_{max}(FUTURO) = 149,62 \frac{l}{s}}$$

$$\mathbf{Q_{min} = Q_{min,N}(ACTUAL) = 0,79 \frac{l}{s}}$$

Este tramo tendrá una única alineación en alzado. Ésta tendrá una pendiente descendente del 0,84%.

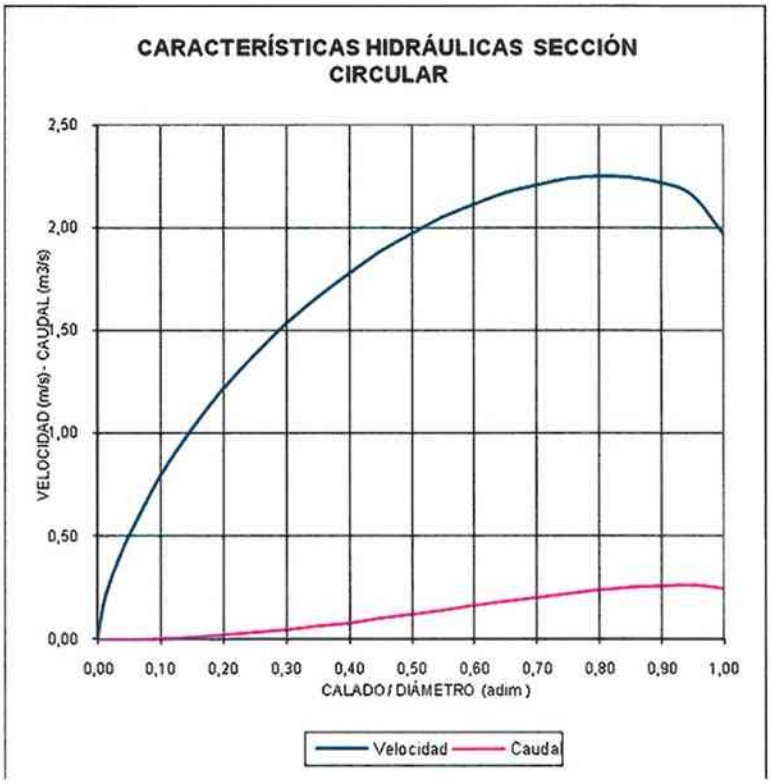
La tubería resultante del dimensionamiento es de **ACERO de Ø400mm** (coeficiente de Manning 0,01).

A continuación se muestra una tabla con las características del colector, en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00079\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}45\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}04}$$

$$Q_{max} = 0{,}150\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 2{,}07\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}58}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,004	0,003	0,18	0,0000
0,02	0,008	0,005	0,28	0,0002
0,03	0,012	0,008	0,36	0,0004
0,04	0,016	0,010	0,44	0,0007
0,05	0,02	0,01	0,51	0,0012
0,10	0,04	0,03	0,79	0,0052
0,15	0,06	0,04	1,02	0,0121
0,20	0,08	0,05	1,21	0,0217
0,25	0,10	0,06	1,38	0,0340
0,30	0,12	0,07	1,53	0,0486
0,35	0,14	0,08	1,66	0,0652
0,40	0,16	0,09	1,78	0,0836
0,45	0,18	0,09	1,88	0,1034
0,50	0,20	0,10	1,97	0,1241
0,55	0,22	0,11	2,05	0,1453
0,60	0,24	0,11	2,12	0,1667
0,65	0,26	0,12	2,17	0,1877
0,70	0,28	0,12	2,21	0,2077
0,75	0,30	0,12	2,24	0,2263
0,80	0,32	0,12	2,25	0,2425
0,85	0,34	0,12	2,25	0,2557
0,90	0,36	0,12	2,22	0,2645
0,95	0,38	0,11	2,16	0,2666
1,00	0,40	0,10	1,97	0,2481


CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS SECCIÓN CIRCULAR
2,50
2,00
1,50
1,00
0,50
0,00
VELOCIDAD (m/s)- CAUDAL (m3/s)
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
0,50
0,60
0,70
0,80
0,90
1,00
CALADO / DIÁMETRO (adim)
Velocidad
Cauda

2.5.12 Tramo del emisario: P.K. 1+574 → P.K. 1+586.

Este tramo del emisario será el tramo comprendido desde el pozo de registro P18, en el que confluirán el Colector 10 y el tramo de emisario procedente de la pasarela, hasta el Aliviadero 3.

Se recuerda que ya fue calculado en el punto 3.3 de este mismo Anejo, y de su dimensionamiento resultó el siguiente tubo:

PVC de Ø800mm

2.5.13 Tramo del emisario: P.K. 1+588 → P.K. 1+892.

Este último tramo del emisario irá desde el Aliviadero 3 hasta el punto final en el que se verterán los caudales transportados por el Emisario Principal en el pozo de bombeo (que ya existe en la actualidad) ubicado en las cercanías del Centro de la Tercera Edad.

Los caudales que serán transportados por este tramo serán los que pasarán a través del Aliviadero 3 (determinados en el punto 3.3 de este mismo Anejo):

$$\mathbf{Q_{max} = Q_{max}(FUTURO) = 170,44 \frac{l}{s}}$$

$$\mathbf{Q_{min} = Q_{min,N}(ACTUAL) = 1,49 \frac{l}{s}}$$

Este tramo tendrá un cambio de alineación en planta del que resultan las siguientes alineaciones:

P.K. Inicial	P.K. Final	Pendiente (%)
1+588	1+623	0,30
1+623	1+892	0,36

Para el dimensionamiento de este tramo se estudiarán ambos subtramos, comprobándose que la tubería tendrá capacidad suficiente para conducir los caudales

correspondientes, cumpliendo con los condicionantes de velocidad y de llenado de la sección.

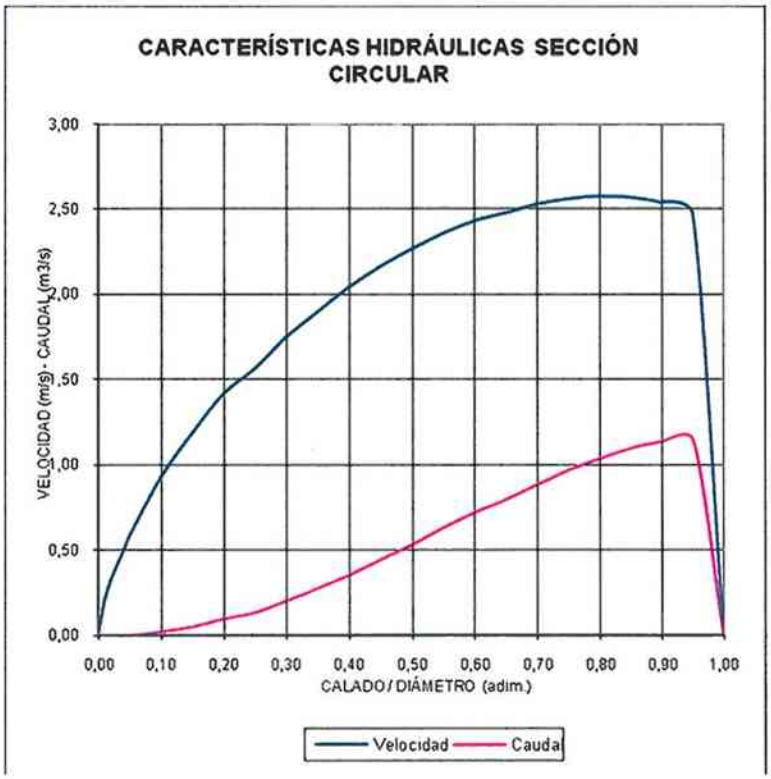
La tubería resultante del dimensionamiento es de **PVC de Ø500mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 451,8mm).

A continuación se muestra una tabla con las características del colector en el tramo de menor pendiente (0,30%), en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00149 \frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}38 \frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = 0{,}06$$

$$Q_{max} = 0{,}170 \frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 1{,}56 \frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = 0{,}65$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,14	0,0000
0,02	0,009	0,006	0,20	0,0002
0,03	0,014	0,009	0,27	0,0004
0,04	0,018	0,012	0,32	0,0007
0,05	0,02	0,01	0,34	0,0008
0,10	0,05	0,03	0,61	0,0059
0,15	0,07	0,04	0,75	0,0118
0,20	0,09	0,05	0,87	0,0198
0,25	0,11	0,06	0,98	0,0296
0,30	0,14	0,08	1,12	0,0475
0,35	0,16	0,09	1,21	0,0613
0,40	0,18	0,10	1,28	0,0763
0,45	0,20	0,10	1,35	0,0922
0,50	0,23	0,11	1,43	0,1175
0,55	0,25	0,12	1,48	0,1348
0,60	0,27	0,13	1,52	0,1522
0,65	0,29	0,13	1,56	0,1694
0,70	0,32	0,13	1,60	0,1938
0,75	0,34	0,14	1,61	0,2087
0,80	0,36	0,14	1,62	0,2220
0,85	0,38	0,14	1,62	0,2330
0,90	0,41	0,13	1,59	0,2437
0,95	0,43	0,13	1,56	0,2449
1,00	0,45	0,12	1,46	0,2341

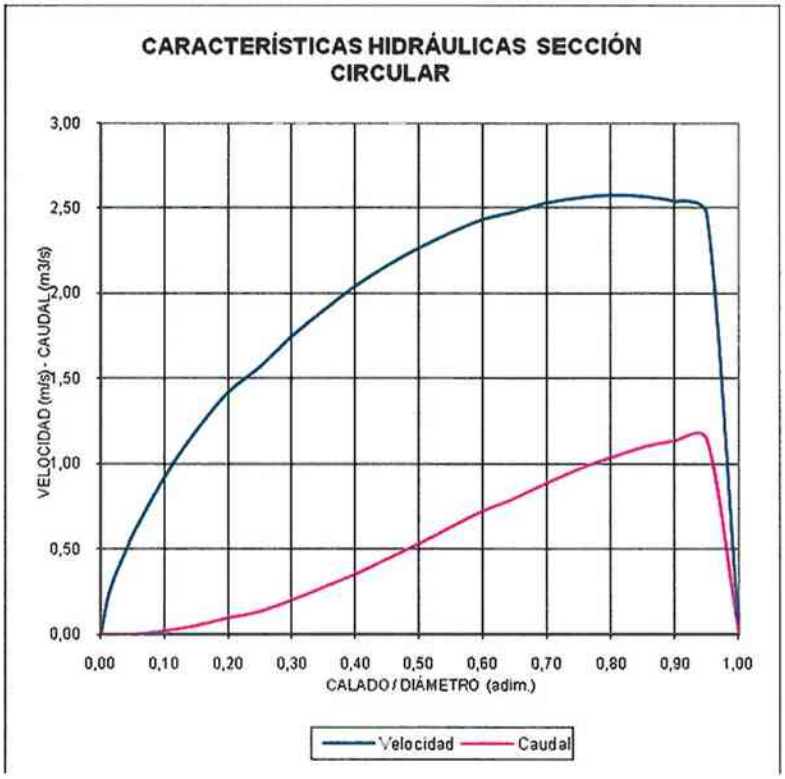


En esta segunda tabla se muestran las características del colector en el tramo de mayor pendiente (0,36%), en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad máxima (menor a 6m/s), de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%).

$$Q_{min} = 0{,}00149 \frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}40 \frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}06}$$

$$Q_{max} = 0{,}170 \frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 1{,}68 \frac{m}{s} \quad ; \quad \frac{y}{D} = \mathbf{0{,}62}$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,15	0,0000
0,02	0,009	0,006	0,22	0,0002
0,03	0,014	0,009	0,29	0,0004
0,04	0,018	0,012	0,35	0,0007
0,05	0,02	0,01	0,37	0,0009
0,10	0,05	0,03	0,67	0,0064
0,15	0,07	0,04	0,82	0,0130
0,20	0,09	0,05	0,96	0,0217
0,25	0,11	0,06	1,08	0,0325
0,30	0,14	0,08	1,23	0,0521
0,35	0,16	0,09	1,32	0,0671
0,40	0,18	0,10	1,40	0,0835
0,45	0,20	0,10	1,48	0,1010
0,50	0,23	0,11	1,57	0,1287
0,55	0,25	0,12	1,62	0,1477
0,60	0,27	0,13	1,67	0,1668
0,65	0,29	0,13	1,71	0,1855
0,70	0,32	0,13	1,75	0,2123
0,75	0,34	0,14	1,77	0,2286
0,80	0,36	0,14	1,78	0,2431
0,85	0,38	0,14	1,77	0,2553
0,90	0,41	0,13	1,75	0,2670
0,95	0,43	0,13	1,70	0,2682
1,00	0,45	0,12	1,60	0,2565



2.6 DIMENSIONAMIENTO COLECTOR MARGEN DERECHA.

Tal y como se dijo en el punto introductorio será necesaria la sustitución de un colector perteneciente a la red de saneamiento de la margen derecha de Tudela de Duero.

Este tramo se encuentra en el camino que bordea el río Duero por la mencionada margen y corresponde concretamente con la parte previa a la pasarela. Su inicio se encuentra en el pozo de registro P29 y su final en el pozo de registro P18, en el que desembocará el colector procedente de la pasarela.

Este tramo será sustituido por un colector de **PVC de Ø500mm** (coeficiente de Manning 0,009 y diámetro interior 451,8mm).

Los caudales que circularán por él serán los que lleguen de la parte del casco urbano de la margen derecha definida en el punto introductorio:

$$\mathbf{Q_{max} = Q_{max}\ (Colector\ 10) = 871,5 \frac{l}{s}}$$

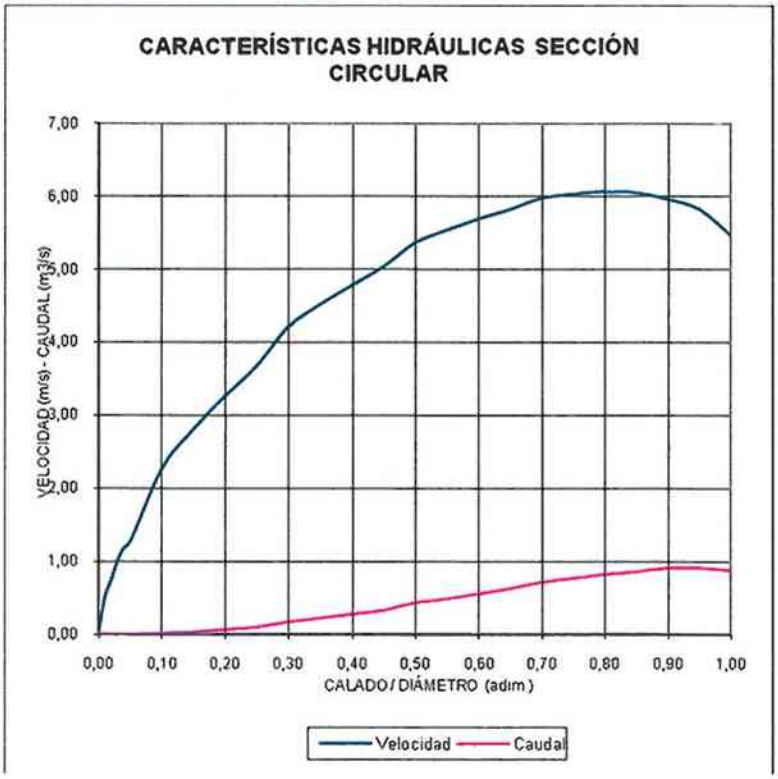
$$\mathbf{Q_{min} = Q_{min}\ (Colector\ 10) = 0,70\frac{l}{s}}$$

A continuación se muestra una tabla con las características del colector teniendo en cuenta que su pendiente es del 3,2% en la que se puede comprobar que se cumple con los condicionantes de velocidad mínima (mayor a 0,3m/s) y de llenado de la sección (menor al 85%), pero no así con el de velocidad máxima (menor a 6m/s). A pesar de lo cual se adoptará el diámetro como válido puesto que no se cumple por muy poco en una situación que no deja de ser extraordinaria y el sobre-desgaste que pudiera producirse como consecuencia de velocidades tan elevadas se compensa con el hecho que únicamente llegarán a circular caudales tan altos en una situación extraordinaria.

$$Q_{min} = 0{,}00070\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{min} = 0{,}79\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = 0{,}02$$

$$Q_{max} = 0{,}872\frac{m^3}{s} \rightarrow \quad v_{max} = 6{,}13\frac{m}{s} \quad ; \frac{y}{D} = 0{,}83$$

y/D	y	Rh	v (m/s)	Q (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
0,01	0,005	0,003	0,51	0,0002
0,02	0,009	0,006	0,76	0,0006
0,03	0,014	0,009	1,01	0,0015
0,04	0,018	0,012	1,19	0,0026
0,05	0,02	0,01	1,28	0,0032
0,10	0,05	0,03	2,30	0,0223
0,15	0,07	0,04	2,84	0,0449
0,20	0,09	0,05	3,30	0,0750
0,25	0,11	0,06	3,72	0,1122
0,30	0,14	0,08	4,25	0,1799
0,35	0,16	0,09	4,57	0,2320
0,40	0,18	0,10	4,85	0,2887
0,45	0,20	0,10	5,10	0,3492
0,50	0,23	0,11	5,42	0,4449
0,55	0,25	0,12	5,61	0,5105
0,60	0,27	0,13	5,77	0,5763
0,65	0,29	0,13	5,90	0,6412
0,70	0,32	0,13	6,04	0,7337
0,75	0,34	0,14	6,11	0,7901
0,80	0,36	0,14	6,14	0,8403
0,85	0,38	0,14	6,13	0,8822
0,90	0,41	0,13	6,04	0,9228
0,95	0,43	0,13	5,89	0,9271
1,00	0,45	0,12	5,53	0,8864



2.7 RESUMEN DEL EMISARIO PRINCIPAL.

En la siguiente tabla se pueden ver las características de los tres aliviaderos que se dispondrán a lo largo del emisario de la Margen Izquierda:

	P.K.(Inicial)	P.K.(Final)	Longitud (m)	Anchura (m)
Aliviadero 1	817,79	821,39	3,60	1,50
Aliviadero 2	1024,37	1026,97	2,60	1,50
Aliviadero 3	1586,29	1588,09	1,80	1,50

En esta segunda tabla se muestran todos los colectores a través de los cuales se verterán caudales al río Duero (tanto los que saldrán de las estaciones de bombeo como los que saldrán de los aliviaderos descritos en la anterior tabla):

COLECTOR-ALIVIADERO	TUBERÍA		Longitud (m)	Pendiente (%)	Qaliviar (l/s)	v (m/s)
	MATERIAL	DIÁMETRO (mm)				
Estación de Bombeo 1	PVC	400	11,43	5,25	536,20	5,87
Estación de Bombeo 2	PVC	630	33,12	1,54	817,43	4,39
Aliviadero 1	PVC	500	25,38	4,00	828,28	5,92
Aliviadero 2	PVC	400	48,02	16,93	485,52	9,27
Aliviadero 3	PVC	500	4,55	6,20	854,50	7,22

En esta última tabla se resumen las características del Emisario de la Margen Izquierda por P.K.´s, indicando los elementos singulares que nos encontraremos en el mismo.

P.K. INICIAL	P.K. FINAL	TUBERÍA		LONGITUD (m)	PENDIENTE (%)		Qmax (FUTURO)	Vmax (FUTURO)	Qmin (ACTUAL)	Vmin (ACTUAL)	Qmed (FUTURO)
		MATERIAL	Ø (mm)		MÁX	MÍN					
ESTACIÓN DE BOMBEO Nº1											
0+000	0+077	PE (Impulsión)	63	77,3	0,10	23,81	1,60	0,63	-	-	-
0+077	0+268	PVC	315	191,2	0,30		1,60	0,43	-	-	-
0+268	0+463	Hormigón (Existente)	600	194,9	0,12	4,87	248,85	3,46	0,41	0,28	3,85
0+463	0+490	PVC	800	27,2	0,45		755,88	2,65	0,59	0,31	6,88
ESTACIÓN DE BOMBEO Nº2											
0+499	0+602	F.D. (Impulsión)	150	103,3	1,24	16,67	15,27	0,86	-	-	-
0+602	0+786	PVC (Existente)	630	183,4	0,80	1,09	296,20	2,92	0,27	0,31	3,20
0+786	0+806	PVC	630	20,0	0,80		296,20	2,60	0,27	0,31	3,20
0+806	0+818	PVC	800	12,0	0,34		919,06	2,55	0,69	0,31	24,05
ALIVIADERO 1											
0+821	0+937	PVC	400	115,8	0,34		144,27	1,56	0,69	0,35	24,05
0+937	1+018	PVC	630	81,2	0,34		385,67	2,07	0,73	0,33	24,25
1+018	1+024	PVC	630	6,0	0,34		579,13	2,37	0,79	0,37	24,94
ALIVIADERO 2											
1+027	1+434	PVC	500	407,0	0,30	2,01	149,62	3,07	0,79	0,34	24,94
1+434	1+574	ACERO (Pasarela)	400	140,4	0,84		149,62	2,07	0,79	0,45	24,94
1+574	1+586	PVC	800	12,0	0,30		1021,49	2,29	1,49	0,37	28,41
ALIVIADERO 3											
1+588	1+892	PVC	500	302,3	0,30	0,36	170,44	1,68	1,49	0,38	28,41

10.5. E.D.A.R DE BENAVENTE

INDICE

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR 1

1.1. INTRODUCCIÓN 1

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA..... 1

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS..... 6

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR

1.1. INTRODUCCIÓN

Se realizan el cálculo de las pérdidas de carga en la EDAR de Medina del Campo, con el fin de calcular la línea piezométrica una vez introducidos los correspondientes cambios en la planta, principalmente el selector anaerobio que se proyecta entre el pretratamiento y los reactores biológicos existentes.

Para los cálculos hidráulicos se toma como base la topografía tomada de la EDAR, y se calculan las pérdidas de carga en las nuevas conducciones e impulsiones. Las actuaciones ya existentes no se recalculan.

Los cálculos hidráulicos se realizan para el caudal real más desfavorable, que corresponde con los meses de verano.

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA

Pérdidas de carga en tuberías

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V – Velocidad (m/s)

n – Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R – Radio hidráulico (m)

S – Pendiente (m/m)

El Radio hidráulico se define como: $R = \frac{Am}{Pm}$

Donde:

Am = Area de la sección Mojada (m2)

Pm = Perímetro de la sección Mojada (m)

Además:

$$S = \frac{hf}{L}$$

Donde:

hf = perdida de carga por fricción [m]

L = Longitud de la línea de conducción [m]

Algunos de los valores típicos del coeficiente de rugosidad de Manning:

TUBERIAS DE:	Coeficiente de rugosidad de manning (n)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	0.011
Concreto reforzado de 0.60 m de diám. O mayor	0.011
Asbesto - Cemento	0.010
Acero galvanizado	0.014
Acero sin revestimiento	0.014
Acero con revestimiento	0.011
Polietileno de alta densidad	0.009
PVC (Policloruro de vinilo)	0.009

Para tuberías con sección llena:

El radio hidráulico es : $$R = \frac{D}{4}$$

Donde:

D = Diámetro (m)

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías a sección llena es:

$$V = \frac{0.397}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

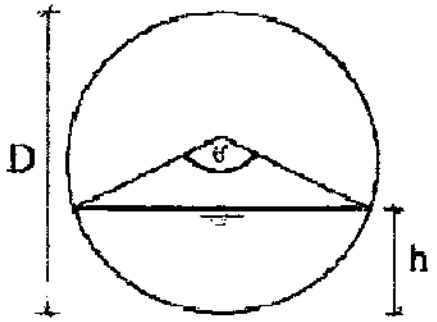
En función del caudal, con: $Q = VA$

Donde: Q = Caudal (m3/s)

A = Area de la sección circular (m2)

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Para tuberías con sección parcialmente llena:



El ángulo central $\theta^{'}$ (en grado sexagesimal):

$$\theta^{'} = 2ar\cos\left(1-\frac{2h}{D}\right)$$

- Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{360\,\mathrm{sen}\theta^{'}}{2\pi\theta^{'}}\right)$$

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llena es:

$$V = \frac{0{,}397 D^{\frac{2}{3}}}{n}\left(1 - \frac{360 sen\theta}{2\pi\theta^{\circ}}\right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

En función del caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257{,}15\, n\left(2\pi\theta^{\circ}\right)^{\frac{2}{3}}}\left(2\pi\theta^{\circ} - 360 sen\theta^{\circ}\right)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

LÍNEA PIEZOMÉTRICA

	Benavente	Unidad
1. DATOS GENERALES		
Caudal medio de diseño =	270,00	m^3/h
Caudal punta =	540,00	m^3/h
Caudal máximo de pretratamiento =	810,00	m^3/h
Caudal máximo circulante por los colectores de llegada =	3.742,80	m^3/h
Caudal de recirculación =	270,00	m^3/h
2. COTAS A CONSIDERAR		
Cota lámina de agua en reparto al Reactor biológico.....	**754,15**	**m**
Cota lámina de agua del Reactor biológico.....	**754,12**	**m**
Cota de coronación del reactor biológico.....	**754,69**	**m**
Cota del terreno (vial).....	**752,90**	**m**
3. COTA DE LA LÁMINA DE AGUA EN SELECTOR		
Datos de la conducción desde el selector al reactor biológico:		
caudal =	540,00	m^3/h
longitud =	45	m
material tubería =	PEAD PN16	
K_S =	110	
diámetro =	435	mm
velocidad =	1,01	m/s
Dh =	0,073	m
Pérdidas de carga:		
nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc:	1	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,093	m
Dh cont =	0,0016	m
Dh tot =	0,095	m
Perdida de carga:	**0,168**	**m**
Cota mínima de vertedero de salida del selector.....	**754,32**	**m**

Cota adoptada del vertedero de salida del selector **754,40** **m**

PÉRDIDA DE CARGA EN EL VERTEDERO DE SALIDA

La salida del agua tratada se hará mediante vertedero rectangular de pared gruesa.

Salida de agua mediante vertedero en pared gruesa:

caudal =	540,00	m^3/h
nº vertederos =	1	Ud
Q: caudal unitario =	540,00	m^3/h
L: longitud de vertedero =	4,00	m
h: altura de lámina de agua =	0,075	m

Cota lámina en vertedero del selector ..... 754,47 m

3. COTA DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA ARQUETA DE REGULACIÓN

Datos de la conducción desde la arqueta de regulación al selector:

caudal =	540,00	m^3/h
longitud =	35	m
material tubería =	PEAD PN16	
K_S =	110	
diámetro =	435	mm
velocidad =	1,01	m/s
Dh =	0,057	m

Pérdidas de carga desde la arqueta de regulación al selector:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	1	
nc:	3	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,127	m
Dh cont =	0,0016	m
Dh tot =	0,128	m

Medición de caudal:

caudal =	540,00	m^3/h
diámetro conducción =	435	mm
diámetro caudalímetro =	400	mm
velocidad en caudalímetro =	1,19	m/s
K ensanchamiento =	0,024	
K estrechamiento =	0,077	
Dh loc =	0,007	m

Perdida de carga:	**0,192**	**m**
Cota minima de la lámina de agua en la arqueta de regulación.....	**754,67**	**m**
Cota adoptada de la lámina de agua	**754,75**	**m**
Cota existente de la lámina de agua en el desarenador	**755,01**	**m**
Cota existente del muro de by-pass de la arqueta de regulación	754,66	m
Recrecido del muro de by-pass de la arqueta de regulación	0,22	m
Cota adoptada del muro de by-pass de la arqueta de regulación	**754,88**	
Disponibilidad de cotal total	**0,86**	
Perdida de carga total requerida	**0,63**	
Diferencia	**0,23**	

10.6. E.D.A.R DE TORO

10.6.1 E.D.A.R DE TORO

No es necesario realizar cálculos hidráulicos para la remodelación de la EDAR actual de Toro, ya que no se añade ningún elemento de nueva construcción, ni se elimina. Por lo tanto la línea de agua no sufre ninguna modificación.

10.6.2 PUENTE DE PIEDRA

INDICE

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR 1

1.1. INTRODUCCIÓN 1

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA..... 1

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS..... 6

1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR

1.1. INTRODUCCIÓN

Se realizan el cálculo de las pérdidas de carga en la EDAR de Medina del Campo, con el fin de calcular la línea piezométrica una vez introducidos los correspondientes cambios en la planta, principalmente el selector anaerobio que se proyecta entre el pretratamiento y los reactores biológicos existentes.

Para los cálculos hidráulicos se toma como base la topografía tomada de la EDAR, y se calculan las pérdidas de carga en las nuevas conducciones e impulsiones. Las actuaciones ya existentes no se recalculan.

Los cálculos hidráulicos se realizan para el caudal real más desfavorable, que corresponde con los meses de verano.

1.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PÉRDIDAS DE CARGA

Pérdidas de carga en tuberías

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

El Radio hidráulico se define como: $R = \frac{Am}{Pm}$

Donde:

Am = Area de la sección Mojada (m2)

Pm = Perímetro de la sección Mojada (m)

Además:

$$S = \frac{hf}{L}$$

Donde:

hf = perdida de carga por fricción [m]

L = Longitud de la línea de conducción [m]

Algunos de los valores típicos del coeficiente de rugosidad de Manning:

TUBERIAS DE:	Coeficiente de rugosidad de manning (n)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	0.011
Concreto reforzado de 0.60 m de diám. O mayor	0.011
Asbesto - Cemento	0.010
Acero galvanizado	0.014
Acero sin revestimiento	0.014
Acero con revestimiento	0.011
Polietileno de alta densidad	0.009
PVC (Policloruro de vinilo)	0.009

Para tuberías con sección llena:

El radio hidráulico es : $$R = \frac{D}{4}$$

Donde:

D = Diámetro (m)

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías a sección llena es:

$$V = \frac{0.397}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

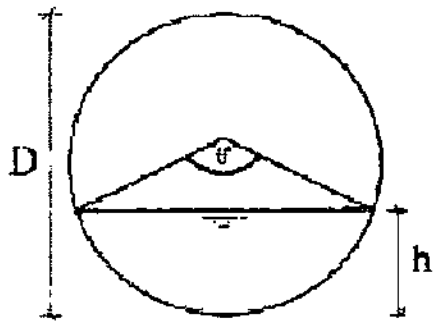
En función del caudal, con: $Q = VA$

Donde: Q = Caudal (m3/s)

A = Area de la sección circular (m2)

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Para tuberías con sección parcialmente llena:



El ángulo central θ' (en grado sexagesimal):

$$\theta' = 2ar\cos\left(1-\frac{2h}{D}\right);$$

- Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{360\,\mathrm{sen}\theta^{\circ}}{2\pi\theta'}\right)$$

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llena es:

$$V = \frac{0{,}397 D^{\frac{2}{3}}}{n}\left(1 - \frac{360 sen\theta^{\circ}}{2\pi\theta^{\circ}}\right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

En función del caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257{,}15\, n (2\pi\theta^{\circ})^{\frac{2}{3}}}\left(2\pi\theta^{\circ} - 360 sen\theta^{\circ}\right)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

1.3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

LÍNEA PIEZOMÉTRICA EDAR PUENTE DE PIEDRA

	EDAR Puente de Piedra (Toro)	Unidad
1. DATOS GENERALES		
Caudal medio de diseño =	5,00	m^3/h
Caudal punta =	12,50	m^3/h
Caudal máximo de pretratamiento =	12,50	m^3/h
Caudal máximo circulante por colector =	2.250,00	m^3/h
2. PÉRDIDA DE CARGA EN LA CONDUCCIÓN DE SALIDA DE LA EDAR		
Cota de los canales de paso bajo la vía.....	**702,65**	**m**
Cota terreno.....	**707,65**	**m**
Datos de la conducción desde el pozo a los cales bajo la vía:		
caudal =	2.250,00	m^3/h
longitud =	15	m
material tubería =	PVC	
K_S =	100	
diámetro =	590	mm
velocidad =	2,29	m/s
Dh =	0,101	m
Pérdidas de carga desde el pozo a los canales de la vía:		
nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc: codos N3D 90°	0	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,400	m
Dh cont =	0,0067	m
Dh tot =	0,406	m
Datos de la conducción desde la obra de salida al pozo:		
caudal =	12,50	m^3/h
longitud =	6	m
material tubería =	PVC	
K_S =	100	
diámetro =	100	mm
velocidad =	0,44	m/s
Dh =	0,016	m

Pérdidas de carga desde la obra de salida al pozo:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc: codos N3D 90º	0	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,015	m
Dh cont =	0,0027	m
Dh tot =	0,018	m

Cota Mínima de Salida de la EDAR.....	**703,19**	**m**
Cota Vertedero.....	**706,35**	**m**

3. PÉRDIDA DE CARGA EN EL VERTEDERO DE SALIDA

La salida del agua tratada se hará mediante vertedero rectangular de pared gruesa, considerando el caudal medio.

Salida de agua mediante vertedero en pared gruesa:

caudal =	12,50	m^3/h
nº vertederos =	1	Ud
Q: caudal unitario =	12,50	m^3/h
L: longitud de vertedero =	1,00	m
h: altura de lámina de agua =	0,015	m

Cota lámina en vertedero	**706,37**	**m**

4. PÉRDIDA DE CARGA ENTRE EL BIODISCO Y EL VERTEDERO DE SALIDA

Datos de la conducción:

caudal =	12,50	m^3/h
longitud =	6	m
material tubería =	PVC	
K_S =	100	
diámetro =	100	mm
velocidad =	0,44	m/s
Dh =	0,016	m

Pérdidas de carga:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc: codos N3D 90º	3	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,024	m
Dh cont =	0,0027	m
Dh tot =	0,026	m

Cota Mínima de salida del decantador del equipo compacto	**706,41**	**m**
Cota adoptada del vertedero del decantador	**706,90**	**m**

Salida de agua mediante vertedero

caudal =	12,50	m^3/h
nº vertederos =	1	Ud
Q: caudal unitario =	12,50	m^3/h
L: longitud de vertedero =	2,30	m
h: altura de lámina de agua =	0,009	m

Cota Lámina de Agua en el decantador de equipo compacto	**706,91**	**m**

Sistema de elevación del biodisco al decantador secundario	**Noria mecánica con cangilones**
Cota de la lámina de agua en el biodisco	**Variable**

5. PÉRDIDA DE CARGA ENTRE EL DECANTADOR-DIGESTOR Y EL BIODISCO

Datos de la conducción:

caudal =	12,50	m^3/h
longitud =	4	m
material tubería =	PVC	
K_s =	100	
diámetro =	100	mm
velocidad =	0,44	m/s
Dh =	0,011	m

Pérdidas de carga:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc: codos N3D 90º	3	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,024	m
Dh cont =	0,0027	m
Dh tot =	0,026	m

Cota Mínima de la lámina de agua en el decantador-digestor	**Variable**	**m**
Cota adoptada	**Variable**	**m**

6. PÉRDIDA CARGA ENTRE EL DECANTADOR-DIGESTOR Y EL TAMIZ ROTATIVO

caudal medio =	5,00	m^3/h
caudal punta =	12,50	m^3/h
caudal de entrada al digestor =	12,50	m^3/h
número de líneas =	1	Ud

Datos de la conducción:

caudal =	12,50	m^3/h
longitud =	35	m
material tubería =	PVC	
1/n =	100	
diámetro =	100	mm
velocidad =	0,44	m/s
Dh =	0,094	m

Pérdidas de carga:

nd: desembocadura	1	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc: codos N3D 90º	4	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,026	m
Dh cont =	0,0027	m
Dh tot =	0,029	m

Cota Tamiz ..... 708,15 m

8. PÉRDIDA DE CARGA EN TAMIZADO

Cota agua salida tamiz (real)..... 708,15 m
Cota entrada tamiz (real)..... 708,85 m

9. BOMBEO DE AGUA BRUTA.

Caudal de tratamiento ..... 12,50 m^3/h

Cota de agua en pozo de bombeo..... 705,42 m

Cota entrada a tamiz..... 708,85 m

Altura geométrica bombeo ..... 3,43 m

caudal total de bombeo =	12,50	m^3/h
número de bombas funcionando =	1	Ud
número de bombas reserva =	1	Ud

Datos de la conducción. Colector individual:

caudal =	13	m^3/h
longitud =	4,2	m
material tubería =	acero	
1/n =	80	
diámetro =	65	mm
velocidad =	1,09	m/s
Dh =	0,189	m

Pérdidas de carga:

nd: desembocadura	1	
nr: válvulas de retención de bola	1	
nv: válvulas de compuerta	1	
nc: codos N3D 90º	2	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,134	m
Dh cont =	0,0449	m
Dh tot =	0,179	m

Datos de la conducción. Colector general:

caudal total de bombeo =	13,00	m^3/h
número de líneas =	1	Ud
caudal =	13,00	m^3/h
longitud =	30	m
material tubería =	PE	
1/n =	110	
diámetro =	80	mm
velocidad =	0,72	m/s
Dh =	0,236	m

Pérdidas de carga:

nt: T de derivación de llegada	1	
nd: desembocadura	1	
nr: válvulas de retención de bola	0	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc: codos N3D 90º	3	
ne: embocadura	1	
Dh loc =	0,089	m
Dh cont =	0,0079	m
Dh tot =	0,097	m

Medición de caudal:

caudal =	13,00	m^3/h

diámetro conducción =	80	mm
diámetro caudalímetro =	65	mm
velocidad en caudalímetro =	1,09	m/s
K ensanchamiento =	0,115	
K estrechamiento =	0,170	
Dh loc =	0,017	m

Altura manométrica del bombeo:

altura geométrica de bombeo =	3,43	m
pérdida carga colector individual =	0,368	m
pérdida carga colector general =	0,349	m
altura manométrica necesaria =	4,15	m
altura manométrica adoptada =	**5,00**	**m**
caudal unitario de bombeo =	**13,00**	**m^3/h**

10. VERTEDERO DE BY-PASS EN LA OBRA DE LLEGADA

Cota de los canales de paso bajo la vía.....	**702,65**	**m**
Cota terreno.....	**707,65**	**m**

Datos de la conducción desde el pozo de gruesos al pozo de salida de la EDAR:

caudal =	2.250,00	m^3/h
longitud =	13	m
material tubería =	PVC	
K_S =	100	
diámetro =	590	mm
velocidad =	2,29	m/s
Dh =	0,087	m

Pérdidas de carga desde el vertedero al arroyo:

nd: desembocadura	2	
nv: válvulas de compuerta	0	
nc: codos N3D 90°	0	
ne: embocadura	2	
Dh loc =	0,799	m
Dh cont =	0,0067	m
Dh tot =	0,806	m

Cota Mínima de Salida de la EDAR.....	**703,54**	**m**
Cota Vertedero.....	**705,12**	**m**