



Universidad de Valladolid



UNIVERSIDAD DE VALLADOLID
ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES
GRADO EN INGENIERÍA QUÍMICA

DISEÑO DE UN PROCESO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS PARA UNA PEQUEÑA POBLACIÓN. ESTUDIO COMPARATIVO.

Departamento de Ingeniería Química y Tecnología del Medio Ambiente

AUTOR

Álvaro Gómez Tola

TUTOR ACADÉMICO

Mar Peña Miranda

CURSO 2020/2021

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por confiar en mí y estar siempre a mi lado, incluso en los peores momentos.

A mi novia, por sus consejos y ayuda incondicional.

A la Escuela de Ingenierías Industriales por su profesionalidad e implicación.

RESUMEN

Garantizar una perfecta depuración de las aguas residuales de cualquier población es indispensable hoy en día, pero en núcleos rurales con poblaciones inferiores a 2000 habitantes equivalentes no resulta una tarea sencilla.

Estos municipios no cuentan con los mismos recursos económicos que las grandes ciudades, por tanto, es importante seleccionar y diseñar tecnologías de tratamiento de aguas residuales eficientes, con el objetivo de conseguir un equilibrio entre un elevado rendimiento y unos bajos costes de implantación y explotación.

En el presente Trabajo de Fin de Grado se lleva a cabo el dimensionado de una EDAR en el municipio de Quintanilla de Onésimo con una capacidad nominal de 8,25 m³/h.

La instalación consta de etapas bien definidas, como son un pretratamiento formado por un desbaste de gruesos y finos y un desarenado-desengrasado, además de un tratamiento primario llevado a cabo mediante un Tanque Imhoff.

Pero se caracteriza por la implementación de tecnologías extensivas como tratamiento secundario, como los Filtros Intermittentes de Arena seleccionados, realizándose previamente un estudio comparativo entre las diferentes opciones existentes.

Gracias a su eficacia de depuración, la planta tiene un poder de eliminación de ciertos contaminantes como es la DQO por encima del 90%.

Una vez diseñada la instalación, se ha procedido a realizar un estudio económico, tratando de estimar sus costes y una valoración ambiental del impacto que provocará su construcción y funcionamiento en los años venideros en el ecosistema.

Palabras claves: núcleos rurales, costes, eficacia de depuración, EDAR, tecnologías extensivas

ABSTRACT

Ensuring perfect wastewater treatment for any population is indispensable nowadays, but in rural areas with populations of less than 2,000 equivalent inhabitants it is not an easy task.

These municipalities do not have the same economic resources as large cities, therefore, it is important to select and design efficient wastewater treatment technologies, with the aim of achieving a balance between high performance and low implementation and operating costs.

In this Final Degree Project, the dimensioning of a WWTP in the municipality of Quintanilla de Onésimo, with a nominal capacity of 8.25 m³/h, is carried out.

The installation consists of well-defined stages, such as a pre-treatment consisting of coarse and fine roughing and desanding-degreasing, as well as a primary treatment carried out by means of an Imhoff Tank.

But it is characterised by the implementation of extensive technologies as secondary treatment, such as the selected Intermittent Sand Filters, a comparative study being carried out beforehand between the different existing options.

Thanks to its purification efficiency, the plant has a power of removal of certain pollutants such as COD of over 90%.

Once the facility has been designed, an economic study has been carried out, trying to estimate its costs and an environmental assessment of the impact that its construction and operation will have on the ecosystem in the years to come.

Keywords: rural areas, costs, depuration performance, WWTP, extensive technologies

ESTRUCTURA DE LA MEMORIA

1	INTRODUCCIÓN	3
2	LA PROBLEMÁTICA DE LA DEPURACIÓN EN PEQUEÑAS POBLACIONES	7
2.1	Las aguas residuales urbanas	7
2.1.1	Principales contaminantes	7
2.1.2	Indicadores de la contaminación	7
2.1.3	Importancia de la depuración de las aguas residuales urbanas	9
2.1.4	Introducción a los procesos de depuración	10
2.2	Aspectos legales y responsabilidad.....	11
2.2.1	Normativa que nos obliga a depurar	11
2.2.2	Gestión y control de los servicios en pequeñas poblaciones	11
2.3	Condicionantes de depuración en pequeños núcleos de población.....	12
2.3.1	Problemática específica de los pequeños núcleos de población	12
2.3.2	Características de los vertidos en los pequeños núcleos de población.....	12
2.4	Soluciones adecuadas para pequeñas poblaciones	13
2.4.1	Grado de tratamiento	13
2.4.2	Requisitos que deben cumplir las tecnologías implantadas.....	13
2.4.3	Introducción a las tecnologías de bajo coste.....	14
2.4.4	Criterios de elección del sistema de depuración	14
3	OBJETIVOS	19
4	BASES DE DISEÑO	23
4.1	Ubicación	23
4.2	Población	23
4.3	Climatología	23
4.3.1	Temperatura	23
4.3.2	Precipitaciones.....	24
4.3.3	Humedad.....	24
4.3.4	Viento.....	24
4.4	Características del agua residual	24
4.5	Límites de vertido.....	25
4.6	Caudales y cargas para el diseño de la EDAR.....	25
4.6.1	Caudal medio diario y caudal de diseño	26
4.6.2	Caudal máximo diario	26
4.6.3	Caudal mínimo diario	27
4.6.4	Caudal punta	27
4.6.5	Influencia de lluvias en caudales	27
5	SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN EXTENSIVAS.....	31
5.1	Pretratamiento: desbaste, desarenado y desengrasado	31
5.2	Tratamientos primarios	33
5.2.1	Fosa séptica.....	33
5.2.2	Tanque Imhoff.....	33
5.2.3	Decantador primario.....	34

5.3	Tratamientos secundarios extensivos.....	35
5.3.1	Lagunajes	35
5.3.2	Humedales artificiales.....	36
5.3.3	Filtros intermitentes de arena	38
5.4	Ventajas e inconvenientes de las alternativas.....	39
5.4.1	Pretratamiento.....	39
5.4.2	Tratamientos primarios	40
5.4.3	Tratamientos secundarios	42
5.5	SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS.....	45
6	DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.....	49
6.1	Diagrama de bloques	49
6.2	Descripción estructural y funcional de la EDAR	50
6.2.1	Obra de llegada	50
6.2.2	Canales de desbaste automático y manual	50
6.2.3	Desarenador - desengrasador estático de flujo horizontal constante	51
6.2.4	Tanque Imhoff.....	51
6.2.5	Filtros intermitentes de arena instalados en paralelo.....	51
6.2.6	Sistema de medida de caudal	52
6.3	Criterios de explotación de la EDAR.....	52
6.3.1	Obra de llegada	52
6.3.2	Desbaste.....	53
6.3.3	Desarenador – desengrasador estático de flujo horizontal constante	53
6.3.4	Tanque Imhoff.....	54
6.3.5	Filtros Intermitentes de Arena.....	54
7	DIMENSIONADO DE LA EDAR SELECCIONADA	57
7.1	Obra de llegada	57
7.2	Desbaste	59
7.2.1	Definición de parámetros	60
7.2.2	Dimensionado del canal de la reja de gruesos	62
7.2.3	Dimensionado del canal de la reja de finos	63
7.2.4	Sistema de limpieza de rejas.....	64
7.3	Desarenador - desengrasador	66
7.3.1	Desarenador estático de flujo horizontal	66
7.3.2	Desengrasador	69
7.4	Tanque Imhoff.....	69
7.4.1	Definición de parámetros generales del tanque Imhoff.....	70
7.4.2	Dimensionado de la zona de decantación	70
7.4.3	Dimensionado de la zona de digestión	71
7.4.4	Pautas de construcción del tanque Imhoff	71
7.4.5	Rendimientos medios de depuración alcanzados	72
7.5	Filtros Intermitentes de Arena	73
7.5.1	Definición de parámetros generales de los FIAs, pozo de succión y equipo de bombeo ..	73
7.5.2	Dimensionado del sistema de Filtración Intermitente de Arena	74
7.5.3	Dimensionado del pozo de succión y del equipo de bombeo correspondiente	75
7.5.4	Pautas de construcción	76
7.5.5	Rendimientos de eliminación	77

8	ESTUDIO ECONÓMICO	81
8.1	Criterios económicos	81
8.2	Costes de implantación	81
8.2.1	Presupuesto parcial: Material.....	81
8.2.2	Presupuesto parcial: Obra Civil	82
8.2.3	Presupuesto general	82
8.3	Costes de explotación	83
9	Planificación	87
9.1	Calendario y jornada laboral	87
9.2	Plazo de ejecución	88
10	IMPACTO AMBIENTAL.....	91
10.1	Impactos ambientales de la EDAR	91
10.1.1	Impacto visual	91
10.1.2	Impacto olfativo	91
10.1.3	Impacto sonoro	91
10.2	Producción de residuos.....	92
10.3	Gestión de los fangos producidos.....	92
10.3.1	Descripción de los fangos generados.....	92
10.3.2	Gestión de fangos en pequeñas poblaciones.	93
11	CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS	97
11.1	Conclusiones	97
11.2	Líneas futuras	98
	BIBLIOGRAFÍA.....	101

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 2-1. Vertido doméstico directo sin depuración	10
Ilustración 2-2. Ejemplo de integración paisajística en Atapuerca (Burgos)	14
Ilustración 2-3. Comparativa entre tecnologías convencionales y de bajo coste	14
Ilustración 4-1. Ubicación de Quintanilla de Onésimo en la provincia de Valladolid	23
Ilustración 5-1. Esquema de pretratamiento con elementos de limpieza manual	31
Ilustración 5-2. Esquema de pretratamiento con elementos de limpieza automático-manual	32
Ilustración 5-3. Reja de desbaste de gruesos	32
Ilustración 5-4. Esquema de una fosa séptica	33
Ilustración 5-5. Esquema de un tanque Imhoff	34
Ilustración 5-6. Esquema de un decantador	34
Ilustración 5-7. Esquema de un tratamiento de lagunaje	36
Ilustración 5-8. HAFSs vertical.....	37
Ilustración 5-9. HAFSs horizontal	37
Ilustración 5-10. HAFS	37
Ilustración 5-11. FMF	37
Ilustración 5-12. Filtro intermitente de arena simple.....	38
Ilustración 5-13. Filtro intermitente de arena con recirculación.....	39
Ilustración 5-14. Filtro de arena en Gordoncillo (León).....	39
Ilustración 6-1. Reja de desbaste de finos automática.....	50
Ilustración 6-2. Tanque Imhoff de hormigón	51
Ilustración 6-3. Caudalímetro electromagnético	52
Ilustración 7-1. Colector de entronque entre el sistema de alcantarillado y la EDAR.....	57
Ilustración 7-2. Canal abierto de la obra de llegada a la EDAR.....	57
Ilustración 7-3. Vista del aliviadero lateral (zona izquierda de la imagen).....	58
Ilustración 7-4. Esquema de vertedero de pared delgada.....	58
Ilustración 7-5. Pérdida de carga en las rejillas en función del paso y de la velocidad de aproximación del agua	64
Ilustración 7-6. Sistemas de limpieza de rejillas	65
Ilustración 7-7. Esquema de un sistema de rejillas manuales.....	65
Ilustración 7-8. Sistema de rejillas de limpieza automática	65
Ilustración 7-9. Esquema de un desarenador estático	66
Ilustración 7-10. Movimientos de las partículas en el desarenado	66
Ilustración 7-11. Relación entre tamaño de partícula depositada y carga hidráulica	67
Ilustración 7-12. Esquema estructural general del tanque Imhoff.....	69
Ilustración 7-13. Esquema tridimensional de los componentes de un FIA tipo	73

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Tratamiento exigido según Real Decreto Ley 11/1995	11
Tabla 4-1. Contaminación promedio de las aguas residuales domésticas	24
Tabla 4-2. Límites de vertido.....	25
Tabla 7-1. Parámetros fijados para el dimensionado de la reja de gruesos.....	62
Tabla 7-2. Parámetros calculados de la reja de gruesos.....	63
Tabla 7-3. Parámetros fijados para el dimensionado de la reja de finos	63
Tabla 7-4. Parámetros calculados para la reja de finos	64
Tabla 7-5. Parámetros de partida para el dimensionado del desarenador	68
Tabla 7-6. Parámetros finales para el dimensionado del desarenador	68
Tabla 7-7. Parámetros de partida para el dimensionado de la zona de decantación	70
Tabla 7-8. Parámetros finales para el dimensionado de la zona de decantación	70
Tabla 7-9. Parámetros de partida para el dimensionado de la zona de digestión	71
Tabla 7-10. Parámetros finales para el dimensionado de la zona de digestión	71
Tabla 7-11. Rendimientos medios de depuración del tanque Imhoff	72
Tabla 7-12. Parámetros de partida para el dimensionado de los FIAs	74
Tabla 7-13. Parámetros finales dimensionales de los FIAs	74
Tabla 7-14. Parámetros finales del sistema de distribución de los FIAs	74
Tabla 7-15. Parámetros finales dimensionales del pozo de succión	75
Tabla 7-16. Parámetros del equipo de bombeo	75
Tabla 7-17. Rendimientos medios de depuración del sistema de FIAs	77
Tabla 8-1. Precio de los materiales	81
Tabla 8-2. Precio de la obra civil	82
Tabla 8-3. Precio general de la obra	82
Tabla 9-1. Plan de ejecución	88
Tabla 10-1. Composición del manto de fangos.....	93

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 9-1. Diagrama de Gantt del plan de ejecución.....	88
-----------------------------------------------------------	----

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

Disponer de agua de calidad es esencial para la salud humana. Por ello, la depuración de las aguas residuales se convierte en necesidad ineludible.

En las aguas residuales urbanas estarán siempre presentes las aguas residuales domésticas, pero también puede haber aguas industriales procedentes de actividades de este tipo que descargan sus vertidos a la red de alcantarillado municipal, así como aguas de escorrentía pluvial.

Esta agua recogida y circulante por los colectores municipales ha de ser tratada antes de verterla en ríos, mares, o destinar su uso a otras aplicaciones. Para ello, todo contenido contaminante o perjudicial tanto para la salud humana y de aquellos ecosistemas o aplicaciones a los que se vaya a destinar, como son, entre otros, materiales flotantes, materia coloidal disuelta y materia sedimentable han de ser eliminados mediante diferentes tratamientos para garantizar una composición del vertido adecuada, responsable y legal.

Pero lograr este objetivo no es sin embargo fácil en la cuenca del Duero, caracterizada por el elevado número de pequeños núcleos rurales, dispersos por un amplio territorio con importantes valores naturales. Las limitaciones técnicas y económicas de estos municipios comprometen la eficacia de los sistemas de tratamiento de aguas residuales urbanas, al menos la de los sistemas de tecnologías convencionales.

No obstante, abordar con éxito la depuración de estos núcleos no es hoy un problema técnico, dado que existen y se utilizan las habitualmente llamadas tecnologías no convencionales o de bajo coste.

El presente Trabajo de Fin de Grado, está basado en el análisis y estudio comparativo de las diferentes tecnologías de tratamiento de aguas residuales para un núcleo rural de la cuenca del Río Duero con una población inferior a 2000 habitantes equivalentes.

Se lleva a cabo el diseño y el dimensionado de un proceso de tratamiento de las aguas residuales con las diferentes etapas implicadas en el proceso, permitiendo, por tanto, ofrecer a la población un sistema de tratamiento lo más optimizado posible, incluyendo el presupuesto y limitaciones técnicas del proceso.

CAPÍTULO 2

LA PROBLEMÁTICA DE LA DEPURACIÓN EN PEQUEÑAS POBLACIONES

2 LA PROBLEMÁTICA DE LA DEPURACIÓN EN PEQUEÑAS POBLACIONES

2.1 Las aguas residuales urbanas

Las actividades humanas generan inevitablemente aguas residuales que contaminan nuestros ríos. Las aguas residuales domésticas son las procedentes de zonas de vivienda y de servicios producidas principalmente por el metabolismo humano y las actividades domésticas.

En las aguas residuales urbanas estarán siempre presentes las aguas residuales domésticas, pero también puede haber, dependiendo del grado de industrialización de la aglomeración urbana, aguas industriales procedentes de actividades de este tipo que descargan sus vertidos a la red de alcantarillado municipal, así como aguas de escorrentía pluvial, si la red de saneamiento es unitaria (las aguas de lluvia son recogidas por el mismo sistema de alcantarillado que se emplea para la recogida y conducción de las domésticas y las industriales).

2.1.1 Principales contaminantes

Estas aguas residuales presentan una serie de contaminantes que conviene analizar de forma precisa, ya que existen diferentes etapas de depuración específicas destinadas a la eliminación de cada uno de ellos.

- Materiales flotantes: aceites y grasas, plásticos, material celulósico como compresas, y colillas.
- Materia coloidal disuelta: orines y heces disueltas, aceites y grasas en emulsión, tensoactivos y detergentes, microorganismos patógenos, sustancias nitrogenadas como proteínas y urea, hidratos de carbono como azúcares y celulosa, y sales como sulfatos, fosfatos, silicatos y perboratos.
- Materia sedimentable: metales, pelos, restos de alimentos y arenas.

2.1.2 Indicadores de la contaminación

Para medir la contaminación de estas aguas se usan una serie de indicadores de calidad del agua de carácter físico químico, que permiten ofrecer una visión de las condiciones y presiones ambientales. Los más habituales son:

- Demanda Química de Oxígeno (DQO): es la demanda química de oxígeno del agua. Es la cantidad de oxígeno necesaria para oxidar la materia orgánica por medios químicos y convertirla en CO_2 y H_2O .

Se expresa también en mgO_2/l Cuanto mayor es la DQO, más contaminada está el agua. La DQO es una prueba que solo toma alrededor de tres horas, por lo que los resultados se pueden tener en mucho menor tiempo que lo que requiere una prueba de DBO.

- Demanda Biológica de Oxígeno (DBO): es la demanda bioquímica de oxígeno que tiene un agua. Es la cantidad de oxígeno que los microorganismos, hongos y plancton, consumen durante la degradación de las sustancias orgánicas biodegradables contenidas en la muestra.

Se utiliza para medir el grado de contaminación y se expresa en mgO_2/l . La DBO es un proceso biológico y por lo tanto es delicado y requiere mucho tiempo. Como el proceso de descomposición depende de la temperatura, se realiza a 20°C durante 5 días de manera estándar, denominándose DBO_5 .

- Sólidos en Suspensión (SS): cuantifica el impacto de los sólidos en el cauce receptor, cuya acumulación da lugar a la turbidez y a la formación de fangos.

Referidos a pequeñas partículas sólidas que permanecen en suspensión en agua como un coloide debido al movimiento del agua, utilizándose, por tanto, como un indicador de la calidad de agua.

Los sólidos suspendidos son importantes ya que los contaminantes y patógenos se transportan en la superficie de las partículas. Cuanto menor sea el tamaño de partícula, mayor será el área de superficie total por unidad de masa de partícula en gramos, por tanto, mayor será la carga de contaminantes que es probable que se transporte.

La eliminación de sólidos en suspensión se logra generalmente mediante el uso de desarenadores, sedimentadores y/o filtros de agua.

- Nitrógeno Total (NT): es un indicador con el que se determina la suma del nitrógeno orgánico en sus diversas formas (proteínas y ácidos nucleicos en diversos estados de degradación, urea, aminos, etc.) y el ion amonio NH_4^+ , presentes en una muestra de agua.

Es un parámetro importante en estaciones depuradoras de aguas residuales (EDAR) ya que mide el nitrógeno capaz de ser nitrificado a nitritos y nitratos y, posteriormente y en su caso, desnitrificado a nitrógeno gaseoso.

- Fósforo Total (PT): otro componente del agua residual importante para los microorganismos es el fósforo. El fósforo, como el nitrógeno, es un elemento esencial para el crecimiento biológico. En el agua residual el fósforo se encuentra en 3 formas: ortofosfatos solubles, fosfatos inorgánicos y orgánicos. El ortofosfato es la forma más fácilmente asimilable por los microorganismos y se utiliza como un parámetro de control en los procesos biológicos de eliminación de fósforo.

Es importante reseñar que la descarga tanto de fósforo como de nitrógeno debe ser controlada porque puede provocar el fenómeno conocido como eutrofización. La eutrofización es un proceso de crecimiento exagerado de algas y plantas acuáticas por exceso de nutrientes de nitrógeno y fósforo (principalmente nitratos y fosfatos), que al descomponerse consumen el oxígeno del agua alterando seriamente el equilibrio del ecosistema acuático, y al sedimentarse terminan cegando o colmatando la masa de agua de ríos y lagos. Las aguas residuales urbanas, los vertidos industriales y las aguas de regadío son los principales causantes de este efecto acelerado, el cual constituye un serio problema ambiental.

Existen otros compuestos químicos que también son importantes a tener en cuenta, como son la alcalinidad, los cloruros, la presencia de azufre y determinados compuestos tóxicos inorgánicos.

La alcalinidad de un agua residual viene dada por la presencia de hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos de elementos como Calcio, Magnesio, Sodio, Potasio o Amoníaco. El agua residual

suele tener un cierto grado de alcalinidad, cuyo origen es el agua de suministro y el aporte de sustancias de usos domésticos.

Otra característica importante es la concentración de cloruros, los cuales pueden tener diversas procedencias naturales: infiltración de aguas marinas, disolución de suelos y rocas que los contengan, ... Aunque la fuente más importante de cloruros es la descarga de aguas residuales domésticas, agrícolas e industriales a aguas superficiales.

El azufre es un elemento requerido para la síntesis de proteínas y se libera cuando estas se descomponen. Prácticamente todos los microorganismos pueden utilizar el sulfato como fuente de azufre. Las bacterias pueden realizar la reducción de sulfatos a sulfuros y a sulfuros de hidrógeno en condiciones anaerobias.

Además, determinados compuestos químicos presentan un cierto grado de toxicidad para los organismos y microorganismos (cromo, plata, plomo, arsénico, cobre, boro, ...) y por ello, son de gran importancia en cuanto al vertido y tratamiento. Su efecto sobre las masas de aguas receptoras y sobre plantas de tratamiento biológico puede ser muy perjudicial.

Por otro lado, también es importante destacar que estas aguas residuales, generalmente contienen gases disueltos en ellas que afectan a su composición. Los más frecuentes son: nitrógeno, oxígeno, anhídrido carbónico, sulfuro de hidrógeno, amoníaco y metano. Dentro de estos gases, los de mayor interés son el oxígeno disuelto, sulfuro de hidrógeno y metano.

El oxígeno disuelto es necesario para la respiración de los organismos aerobios, así como para otras formas de vida, evitando el desarrollo de procesos anaerobios que provocan malos olores en las plantas. Sin embargo, el oxígeno es solo ligeramente soluble en agua y debido a que la velocidad de las reacciones bioquímicas que consumen oxígeno aumenta con la temperatura, los niveles de oxígeno disuelto van a ser más críticos en épocas estivales.

El sulfuro de hidrógeno se forma durante el proceso de descomposición de la materia orgánica que contiene azufre, o por reducción de sulfatos y sulfitos minerales. Se trata de un gas incoloro, inflamable, con un olor típicamente característico que recuerda a huevos podridos.

Por último, el metano, es el principal subproducto de la degradación, en ausencia de oxígeno disuelto, de la materia orgánica de las aguas residuales. Es un hidrocarburo incoloro, inodoro y de gran valor como combustible.

2.1.3 Importancia de la depuración de las aguas residuales urbanas

El vertido de aguas residuales con estos contaminantes causa importantes efectos negativos en el cauce receptor:

- Aparición de fangos y flotantes, lo que puede provocar impacto visual, malos olores y degradación de los lechos de los ríos.
- Disminución del contenido de oxígeno de las aguas por degradación de la materia orgánica, perjudicando a la flora y la fauna propia de los ecosistemas acuáticos.
- Aporte excesivo de nutrientes, principalmente nitrógeno y fósforo, que provocan crecimiento excesivo de algas y otras plantas (eutrofización).

LA PROBLEMÁTICA DE LA DEPURACIÓN EN PEQUEÑAS POBLACIONES.

- Fomento de la propagación de organismos patógenos, que pueden causar daños a la salud al transmitir enfermedades.
- Dificulta la posterior aplicación del agua para otros usos, comprometiendo el uso racional y sostenible de un recurso limitado.



Ilustración 2-1. Vertido doméstico directo sin depuración

Por eso es necesaria la depuración, que consiste en retirar de las aguas residuales los contaminantes que ha recibido durante su uso, hasta dejarla en un estado adecuado para su retorno al ciclo natural del agua, cumpliendo todas las garantías medioambientales exigibles.

2.1.4 Introducción a los procesos de depuración

Mediante la depuración, las aguas residuales se someten a una serie de procesos físicos, químicos y biológicos con el fin de reducir sus contaminantes y permitir su vertido, minimizando los riesgos para el medio ambiente y para la salud.

La eliminación de los contaminantes se realiza de forma ordenada y secuencial a través de diferentes etapas, que aplicadas de forma sucesiva proporcionan un grado de tratamiento creciente de las aguas. Las principales etapas de tratamiento de las aguas residuales son:

- Pretratamiento: separación de la mayor cantidad posible de contaminantes que por naturaleza o tamaño puedan dar problemas posteriormente (sólidos gruesos, arenas y flotantes principalmente).
- Tratamiento primario: el principal objetivo es la eliminación de sólidos sedimentables y flotantes.
- Tratamiento secundario: en este caso el objetivo es la eliminación de la materia orgánica biodegradable disuelta o en forma coloidal, así como el resto de sólidos y parte de los nutrientes presentes en el agua.
- Tratamiento terciario: permite obtener efluentes de mayor calidad, para ser vertidos en zonas con requisitos más exigentes. Generalmente se busca la eliminación de nutrientes y patógenos.

También existe una línea de fangos que tiene como objetivos el espesamiento, la estabilización, el acondicionamiento y la deshidratación de los fangos generados durante la depuración.

2.2 Aspectos legales y responsabilidad

2.2.1 Normativa que nos obliga a depurar

España, como estado miembro de la Unión Europea está obligada a cumplir la normativa comunitaria. La Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1991, estableció los requerimientos mínimos para la recogida, el tratamiento y el vertido de las aguas residuales urbanas.

Esta Directiva fue traspuesta al ordenamiento jurídico español mediante el Real Decreto Ley 11/1995, desarrollado por otros reales decretos posteriores. Según esta normativa, ya en el año 2006 deberían haberse conseguido unos niveles adecuados de depuración, un objetivo aún pendiente. Esto hace que la calidad de las aguas no sea la adecuada, comprometiendo también la obligación de los Estados de conseguir el buen estado ecológico de sus aguas para 2015 establecido en la Directiva Marco del Agua (Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas) como se puede ver en la tabla [1].

TRATAMIENTO EXIGIDO SEGÚN EL REAL DECRETO LEY 11/1995 PARA VERTIDOS EN AGUAS CONTAMINANTES		
Tamaño de población	Tipo de tratamiento	Fecha límite
0 – 2000 h-e	Tratamiento adecuado	31/12/2005
2000 – 15000 h-e	Tratamiento secundario	31/12/2005
>15000 h-e	Tratamiento secundario*	31/12/2000

Tabla 2-1. Tratamiento exigido según Real Decreto Ley 11/1995

La prestación de los servicios de alcantarillado, tratamiento y depuración de aguas residuales compete a los Ayuntamientos en aplicación de lo dispuesto en la legislación de régimen local.

Otras Administraciones Públicas tienen competencias en materia de auxilio técnico y financiero a los municipios, como las Diputaciones Provinciales y las Administraciones Autonómicas. La Administración General del Estado puede también intervenir bien ejecutando obras declaradas de interés general o bien participando en la financiación de actuaciones en virtud de acuerdos firmados con otras Administraciones.

2.2.2 Gestión y control de los servicios en pequeñas poblaciones

La prestación de estos servicios por parte de los Ayuntamientos puede hacerse mediante gestión directa o indirecta. En cualquier caso, en municipios pequeños de escasos recursos, es conveniente adoptar formas de gestión mancomunada o asociada entre varios, lo que resulta sin duda más eficiente tanto desde un punto de vista técnico como económico.

Existen para ello diversas fórmulas como las mancomunidades, los consorcios o las comunidades de vertidos, una figura asociativa propia de la legislación de aguas que puede constituirse con la simple firma de un convenio entre los Ayuntamientos interesados.

Los vertidos producidos a los ríos, lagos y embalses (vertidos directos) o a las aguas subterráneas, son competencia de la Confederación, en el caso de las cuencas intercomunitarias

(que abarcan territorio de varias CCAA) como es la del Duero. Verter sin autorización constituye infracción administrativa y puede ser objeto de sanción.

2.3 Condicionantes de depuración en pequeños núcleos de población

La cuenca del Duero tiene 78.859 km². A pesar de su extensión, sólo tiene 2.210.541 habitantes, repartidos en 2.118 municipios y organizados a su vez en cerca de 5.000 núcleos de población. Estos datos sirven de introducción a la problemática específica que presenta el saneamiento y depuración de aguas residuales en el medio rural en la cuenca del Duero.

2.3.1 Problemática específica de los pequeños núcleos de población

- Numerosos núcleos de pequeño tamaño, aislados y dispersos: dificulta la construcción, mantenimiento y explotación de sistemas de depuración tanto desde un punto de vista técnico como económico, al no verse beneficiados de la reducción de costes por economía de escala.
- Escasos recursos económicos y técnicos: frecuentemente los pequeños municipios no cuentan con recursos humanos y técnicos para el adecuado mantenimiento de las instalaciones de depuración. Asimismo, estos municipios tienen recursos económicos reducidos que limitan su capacidad a la hora de asumir tanto la inversión como el mantenimiento de las instalaciones de depuración.
- Ubicación en zonas protegidas: muchos pequeños núcleos de la cuenca están incluidos en la amplia red de zonas protegidas por sus valores ambientales. Los requisitos de la depuración en estas zonas pueden ser más estrictos para garantizar así el mantenimiento de los valores ecológicos de la zona.

La cuenca del Duero se caracteriza por la existencia de un gran número de vertidos urbanos de pequeño tamaño. Aunque el porcentaje en carga contaminante del conjunto de poblaciones de pequeño tamaño es menor que el de las grandes aglomeraciones urbanas, su elevado número da idea de la dificultad de extender los sistemas de depuración a todos los núcleos.

Entendiéndose como pequeña aglomeración urbana a aquella población inferior a 2.000 habitantes-equivalentes excluyendo las viviendas aisladas o poblaciones muy pequeñas que no dispongan de sistemas colectores para aguas residuales.

2.3.2 Características de los vertidos en los pequeños núcleos de población

Las aguas residuales de las pequeñas poblaciones de la cuenca del Duero presentan unas singularidades respecto a las procedentes de los grandes núcleos urbanos.

- Variabilidad de caudal y carga: Las oscilaciones diarias de caudal son más acusadas cuanto menor es el tamaño de la población. Además, las variaciones estacionales de la población entre invierno-verano en pequeños núcleos provocan alteraciones de caudal y de carga contaminante, frente a la mayor estabilidad poblacional de los grandes núcleos.
- La calidad: En general las menores dotaciones de abastecimiento en estos núcleos suponen menor dilución de contaminantes. Se origina un “pequeño” volumen de aguas residuales, pero fuertemente contaminadas. En otras ocasiones, por infiltración o conexión con corrientes naturales de agua se generan aguas residuales muy diluidas.

Así, resulta especialmente necesario en estos núcleos, realizar campañas de aforo y muestreo para una correcta caracterización de las aguas residuales.

- Impacto ambiental: Los vertidos de aguas residuales de pequeñas aglomeraciones pueden tener un impacto significativo sobre el medio receptor. Se debe asegurar, en especial en zonas de alto valor ecológico, que el tratamiento permita que el vertido no produzca efectos negativos sobre el medio ambiente.

La depuración en el medio rural viene condicionada por una serie de circunstancias como la irregularidad de los vertidos en caudal y carga contaminante y la limitación de recursos económicos, humanos y técnicos para la explotación y el mantenimiento, lo que hace aconsejable buscar métodos alternativos a los sistemas de depuración convencionales.

2.4 Soluciones adecuadas para pequeñas poblaciones

Se deben realizar estudios previos adecuados de caudales, carga contaminante, alternativas posibles, etc. con el objetivo de dimensionar y construir la planta de tratamiento a las necesidades reales de la población.

2.4.1 Grado de tratamiento

Para las poblaciones de menos de 2.000 habitantes-equivalentes la normativa exige un "tratamiento adecuado" de las aguas residuales, entendiéndose como tal aquel tratamiento que permita que las aguas receptoras cumplan después del vertido los objetivos de calidad previstos. El concepto de "tratamiento adecuado" establecido para pequeñas poblaciones, es mucho más amplio y flexible que los límites fijos de emisión establecidos reglamentariamente para grandes vertidos. Por tanto, el sistema de depuración escogido podrá ser más o menos intenso en función de la naturaleza del vertido y del medio receptor.

Para los pequeños municipios, el reto reside en implantar tecnologías de depuración que adaptándose a las peculiaridades y condicionantes de cada núcleo, permitan obtener un efluente de la calidad deseada acorde con los objetivos ambientales de medio receptor.

Resolver el problema de la depuración en el ámbito rural, logrando un tratamiento adecuado, no es una cuestión de disponibilidad tecnológica sino de acierto en la correcta selección de la tecnología más apropiada para cada situación.

2.4.2 Requisitos que deben cumplir las tecnologías implantadas

Las tecnologías empleadas en los sistemas de depuración en pequeños núcleos de población deben cumplir los siguientes requisitos:

- Adecuadas a los recursos técnicos y económicos: Las tecnologías han de requerir un mantenimiento sencillo, con unos costes mínimos de implantación y explotación, prescindiendo en lo posible de consumo energético, elementos electromecánicos y reactivos químicos. Además de garantizar simplicidad en la gestión de lodos generados.
- Sistemas robustos: los sistemas de tratamiento deben ser robustos, capaces de autorregularse de forma eficaz en un amplio rango de caudal y carga para obtener un efluente con una calidad suficiente.

- Integración ambiental: las instalaciones deben adecuarse al entorno con la mayor integración ambiental posible, buscando incluso proporcionar un valor añadido de carácter educativo, turístico o recreativo.

Las tecnologías de depuración de aguas residuales urbanas que reúnen estas características se conocen bajo el nombre genérico de "Tecnologías no convencionales de bajo coste" como se puede observar en la ilustración [2-2].



Ilustración 2-2. Ejemplo de integración paisajística en Atapuerca (Burgos)

2.4.3 Introducción a las tecnologías de bajo coste

El funcionamiento de un sistema de depuración de bajo coste y de un sistema convencional es el mismo. La diferencia radica en la velocidad de los procesos de depuración, ya que en los sistemas de bajo coste se trabaja a la velocidad natural propia de los procesos, sin apenas gasto energético ni de reactivos.

Las tecnologías no convencionales incluyen:

- Procesos aplicados en los tratamientos convencionales: Sedimentación, filtración, precipitación química, intercambio iónico, degradación biológica, etc.
- Procesos propios de los tratamientos naturales: Fotosíntesis, fotooxidación, asimilación por parte de las plantas, etc. Como se ejemplifica en la figura [2.3].



Ilustración 2-3. Comparativa entre tecnologías convencionales y de bajo coste

2.4.4 Criterios de elección del sistema de depuración

Dentro de estos sistemas de depuración hay varias alternativas, pero no todas son igualmente eficaces en todos los municipios. Además de cuestiones ya mencionadas, como los

requerimientos ambientales del cauce receptor o la naturaleza del agua residual de la población, hay que tener en cuenta otros condicionantes como la climatología, la superficie disponible, etc.

En lo relativo a los criterios de selección para las tecnologías de depuración de bajo coste, es de vital importancia tener en cuenta tres tipologías, como son:

- Criterios técnicos: como son la calidad requerida del efluente según el medio receptor, el tamaño de la población en habitantes-equivalentes, la superficie disponible, la naturaleza del agua residual, la flexibilidad y adaptación de la capacidad de tratamiento, la meteorología, la gestión de fango generado o la complejidad en la explotación y mantenimiento.
- Criterios ambientales: que abarcan la producción de olores, la generación de ruidos y la integración paisajística.
- Criterios económicos: en los que se incluyen los costes de inversión y explotación.

La variedad de sistemas de depuración aplicables al tratamiento de las aguas residuales de pequeñas poblaciones, así como su posible combinación, es muy amplia.

Principalmente se debe distinguir entre tecnologías extensivas o intensivas orientadas al tratamiento secundario de las aguas residuales que se quieren depurar.

Las tecnologías extensivas o no convencionales son tecnologías de depuración más apropiadas desde el punto de vista tecnológico y económico, que se adaptan mejor a las singularidades de los pequeños municipios.

Se caracterizan, principalmente, por su escasa necesidad de personal de mantenimiento, consumo energético reducido y baja producción de fangos, teniendo como inconveniente principal la necesidad de una superficie mayor que los métodos convencionales.

En todos los procesos extensivos la depuración se consigue a través de procesos físicos, químicos y biológicos naturales, desarrollados en un sistema planta-suelo-agua.

Se clasifican en:

- Métodos acuáticos: Humedales y lagunajes.
- Métodos de aplicación directa en el terreno: Filtros de arena y filtros de turba.

Tanto las tecnologías intensivas como las extensivas necesitan sistemas de pretratamiento y tratamientos primarios para su correcto desempeño y mantenimiento.

CAPÍTULO 3

OBJETIVOS

3 OBJETIVOS

El objetivo global del presente Trabajo de Fin de Grado es realizar un estudio comparativo entre las diferentes tecnologías no convencionales de tratamiento de aguas residuales aplicadas a pequeños núcleos rurales de población.

De esta manera, poder seleccionar la más eficaz, rentable y viable técnicamente, y proceder al diseño de una EDAR piloto en Quintanilla de Onésimo, municipio seleccionado de la cuenca del Río Duero con una población aproximada de 1100 habitantes equivalentes.

Para alcanzar dicho objetivo se ha focalizado la atención en algunos aspectos más concretos a los que se podría considerar subobjetivos. Todos los temas analizados están interrelacionados, complementándose los unos a los otros con el objetivo último de mejorar los resultados obtenidos en cuanto a eficacia del tratamiento de las aguas residuales.

El primer objetivo fijado es encontrar la mejor tecnología blanda que se pueda implementar en el municipio de interés, teniendo en cuenta los siguientes aspectos u objetivos parciales primarios.

- Selección de un proceso con un mantenimiento sencillo, con costes mínimos de implantación y explotación, prescindiendo en lo posible de consumo energético.
- Conseguir una simple y eficaz gestión de los lodos generados en la depuración.
- Escoger una tecnología robusta y capaz de autorregularse de forma eficaz en un amplio rango de caudal y carga para obtener un efluente con una calidad suficiente.
- La EDAR debe adecuarse al entorno con la mayor integración ambiental posible.

Para poder analizar dichos objetivos parciales es preciso abordarlos por separado, comparando ventajas e inconvenientes entre las tres principales tecnologías no convencionales más extendidas, como son los humedales artificiales, lagunajes y filtros intermitentes.

El segundo objetivo consiste en el dimensionado de cada uno de los equipos de la EDAR propuesta.

El tercer objetivo es realizar un estudio económico de la planta, que pueda ofrecernos una idea global de los diferentes costes que acarreará, tanto en su construcción, como durante su explotación.

Y, por último, la realización de un estudio sobre el impacto ambiental de la instalación.

CAPÍTULO 4

BASES DE DISEÑO

4 BASES DE DISEÑO

4.1 Ubicación

La EDAR seleccionada se instalará en Quintanilla de Onésimo.

Quintanilla de Onésimo es un municipio de España, situado en la provincia de Valladolid, perteneciente a la comunidad autónoma de Castilla y León.

Algunos municipios limítrofes son: Olivares de Duero, Sardón de Duero, Quintanilla de Arriba, Valbuena de Duero y Cogeces del Monte. Perteneciendo a la comarca de Campo de Peñafiel.

Está situada entre Valladolid (35 km) y Peñafiel (21 km). Lográndose el acceso a este municipio por la carretera N-122.

En la ilustración [4-1] se puede observar la localización que ocupa Quintanilla de Onésimo como municipio dentro de la provincia de Valladolid.



Ilustración 4-1. Ubicación de Quintanilla de Onésimo en la provincia de Valladolid

4.2 Población

El municipio, que tiene una superficie de 55,17 km², cuenta según el padrón municipal para 2017 del INE con 1055 habitantes y una densidad de 19,12 hab./km².

4.3 Climatología

En Quintanilla de Onésimo, los veranos son cortos, calientes, secos y mayormente despejados y los inviernos son muy fríos, ventosos y parcialmente nublados.

4.3.1 Temperatura

La temperatura del agua residual es muy importante por su influencia en los procesos biológicos, especialmente para la desnitrificación. Además, la solubilidad del oxígeno disminuye al aumentar la temperatura.

La temporada templada en este núcleo rural dura 2,8 meses, del 16 de junio al 10 de septiembre, la temperatura máxima promedio diaria es más de 25 °C. El día más caluroso del año es el 30 de julio, con una temperatura máxima promedio de 30 °C.

La temporada fresca dura 3,6 meses, del 14 de noviembre al 2 de marzo, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 12 °C. El día más frío del año es el 15 de enero, con una temperatura mínima promedio de 0 °C.

Por tanto, para evitar posibles sobredimensionamientos en el capítulo [7], se adopta como temperatura de trabajo la correspondiente al mes más desfavorable, es decir, la del mes más frío 0 °C.

4.3.2 Precipitaciones

Quintanilla de Onésimo tiene una variación ligera de lluvia mensual por estación.

La temporada de lluvia dura 11 meses, del 22 de agosto al 13 de julio, con un intervalo móvil de 31 días de lluvia de por lo menos 13 milímetros. La mayoría de la lluvia cae durante los 31 días centrados alrededor del 27 de octubre, con una acumulación total promedio de 46 milímetros.

4.3.3 Humedad

El nivel de humedad percibido en Quintanilla de Onésimo, medido por el porcentaje de tiempo en el cual el nivel de comodidad de humedad es bochornoso, opresivo o insoportable, no varía considerablemente durante el año, y permanece prácticamente constante en 0 %.

4.3.4 Viento

La velocidad promedio del viento por hora en Quintanilla de Onésimo tiene variaciones estacionales leves en el transcurso del año.

La parte más ventosa del año dura 6,8 meses, del 11 de octubre al 3 de mayo, con velocidades promedio del viento de más de 14,6 kilómetros por hora. El día más ventoso del año es el 4 de abril, con una velocidad promedio del viento de 16,3 kilómetros por hora.

4.4 Características del agua residual

En la siguiente tabla se puede observar la dotación y carga contaminante por habitante equivalente y día, y unos intervalos promedio de las composiciones, para cada uno de los diferentes parámetros analizados en este primer apartado.

Parámetro	Dotación y carga contaminante por h-e y día	Concentración
Caudal	200 l	---
DQO	125 g O ₂	400 mg O ₂ /l
DBO ₅	60 g O ₂	250 mg O ₂ /l
SS	70 g	240 mg/l
NT	11 g	37 mg/l
PT	1,6 g	6 mg/l

Tabla 4-1. Contaminación promedio de las aguas residuales domésticas

Es importante destacar que para medir la contaminación de las aguas residuales de una población se usa el concepto de habitante-equivalente (h-e), que es una unidad de medición de la contaminación biodegradable presente en las aguas residuales urbanas. Hace referencia no sólo a los habitantes sino también a la industria del municipio.

En las poblaciones en las que no hay componente industrial, el número de habitantes-equivalentes será similar al número de habitantes de hecho de la población o aglomeración. Este concepto es muy útil porque permite comparar cargas contaminantes con independencia del origen o naturaleza de sus aguas residuales.

4.5 Límites de vertido

Toda agua residual ha de cumplir unos estrictos objetivos antes de ser vertida a cualquier cauce receptor. De manera que el sistema de tratamiento o depuración diseñado e implantado tendrá que conseguir reducir la cantidad de contaminantes por debajo de unos niveles establecidos y regulados por la normativa legal descrita anteriormente.

En la siguiente tabla se establecen los diferentes límites establecidos.

Salida depurada (concentraciones máximas permitidas)	
Parámetro	Límite de vertido
DQO	120 mg O ₂ /l
DBO ₅	25 mg O ₂ /l
SS	60 mg/l
NT	10 mg/l
PT	1 mg/l

Tabla 4-2. Límites de vertido

4.6 Caudales y cargas para el diseño de la EDAR

En la práctica, entre el 60 y el 85% del agua de abastecimiento consumida se transforma en aguas residuales, dependiendo este porcentaje del consumo de agua en actividades particulares como el riego de zonas verdes, de la existencia de fugas, del empleo del agua en procesos productivos, etc.

Como consecuencia de las características y variaciones en las descargas de las aguas residuales a la red de saneamiento, del tipo de alcantarillado usado, de las diferencias en las costumbres de la comunidad aportante, del régimen de operación de las industrias servidas, del clima, etc., los caudales de las aguas residuales oscilan durante el año, cambian de un día a otro y fluctúan de una hora a otra.

4.6.1 Caudal medio diario y caudal de diseño

El caudal medio diario (Q_m) o dotación es el valor medio de caudal diario ($m^3/día$) de aguas negras (suma de aguas urbanas más industriales asimilables a urbanas) obtenido como media anual.

El caudal medio diario es el parámetro de caudal en función del cual se diseña la capacidad de la estación de depuración. Se puede calcular a partir de series estadísticas de datos, o a partir del caudal de agua suministrado multiplicando la población servida (P) por el consumo previsto por habitante y día (D) como se indica en la ecuación (4.1).

$$Q_m = \frac{P(h-e) \cdot D \left(\frac{l}{h-e \cdot d}\right)}{1000 l/m^3} = \frac{(1100 h-e) \cdot (200 l/h-e \cdot d)}{1000 l/m^3} = 220 \text{ m}^3/d \quad (4.1)$$

En caso de diseñar la estación depuradora en función de los volúmenes servidos y no de los volúmenes vertidos, hay que tener en cuenta que parte de ese caudal de agua no llega a la EDAR debido a pérdidas tanto en la red de suministro como en la de recogida de aguas servidas, o por su empleo en actividades no registradas (generalmente riego de parques y jardines).

Estas pérdidas pueden fluctuar entre el 15 y el 25% en función de la antigüedad de la red y del mantenimiento de la misma, de manera que el caudal a tratar se calcula en función de la población servida, el consumo medio por habitante y un coeficiente "k" que suele tomar el valor de 0,9 como indica la ecuación (4.2).

$$Q_m = k \cdot Q_{servido} = 0,9 \cdot 220 \text{ m}^3/d = 198 \text{ m}^3/d \quad (4.2)$$

En los cálculos que se realizarán posteriormente, se utilizará el caudal de diseño, que no es más que el caudal medio diario (Q_m), expresado en (m^3/h) en vez de (m^3/d).

$$Q_{diseño} = \frac{Q_m}{24 h/d} = \frac{198 \text{ m}^3/d}{24 h/d} = 8,25 \text{ m}^3/h \quad (4.3)$$

4.6.2 Caudal máximo diario

El caudal máximo diario ($Q_{máx}$) es el valor máximo de caudal diario que accede a la EDAR, obtenido a partir de las series estadísticas de datos y expresado en m^3/d o en m^3/h .

Puede estimarse a partir del caudal medio diario mayorándolo entre el cincuenta y el ciento cincuenta por ciento; denominándose coeficiente punta (k_p) a la relación entre ambos caudales y siendo mayor su valor cuanto más pequeña sea la planta. En la ecuación (4.4), k_p puede tomar un valor comprendido entre 1,5 y 2,5. En nuestro caso, el factor escogido es de 1,8.

$$Q_{máx} = k_p \cdot Q_m = 1,8 \cdot 198 \text{ m}^3/d = 356,4 \text{ m}^3/d = 14,85 \text{ m}^3/h \quad (4.4)$$

4.6.3 Caudal mínimo diario

El caudal mínimo diario ($Q_{\text{mín}}$) es el valor mínimo de caudal diario expresado en m^3/d o en m^3/h y ligado normalmente a periodos de sequía. Es un dato importante para el funcionamiento de las estaciones de bombeo. Dado que, sobre todo al principio, se suele trabajar con caudales inferiores a los proyectados y se pueden producir retenciones de residuos en las conducciones, pozos y arquetas.

Se obtiene a partir de las series estadísticas de datos o en su defecto en función del caudal medio diario y del tamaño de la población (entre el 30% y el 50%). Donde k es un valor comprendido entre 0,3 y 0,5.

$$Q_{\text{mín}} = k \cdot Q_{\text{m}} = 0,3 \cdot 198 \text{ m}^3/\text{d} = 59,4 \text{ m}^3/\text{d} = 2,48 \text{ m}^3/\text{h} \quad (4.5)$$

4.6.4 Caudal punta

El caudal punta (Q_{p}) es el caudal hidráulico máximo que puede admitir la planta. Se emplea para el cálculo de los pretratamientos (desbaste, desarenador, desengrasador, etc.) conducciones, bombeos, tanques de sedimentación y sistemas de medida.

Como primera aproximación se puede considerar el Q_{p} como tres veces el Q_{m} en el caso de sistemas de saneamiento segregativos o en el de los no segregativos durante épocas secas; mientras que se debe tomar como cinco veces en el caso de sistemas no segregativos en tiempo de lluvias.

$$Q_{\text{p}} = k \cdot Q_{\text{m}} = 3 \cdot 198 \text{ m}^3/\text{d} = 594 \text{ m}^3/\text{d} = 24,75 \text{ m}^3/\text{h} \quad (4.6)$$

4.6.5 Influencia de lluvias en caudales

Las aguas pluviales pueden representar un incremento importante sobre el caudal que accede a la EDAR en un momento dado; de forma que, en caso de lluvias torrenciales, muy características de climas mediterráneos, se llega a superar el caudal máximo de diseño de la mayor parte de las unidades de tratamiento de que se compone la planta.

Las aguas blancas o de lluvia son las debidas a los fenómenos de escorrentía superficial, así como la proveniente de los drenajes naturales o forzados. El tipo de contaminantes que transporta son los que el agua de lluvia ha podido captar de la atmósfera, restos de la actividad humana como son los residuos que se abandonan en la vía pública y que son arrastrados al sistema de colectores. También transporta restos de las emisiones de los vehículos, arenas, restos vegetales, biocidas, abonos, etc. Por último hay que tener en cuenta los aportes a las mismas desde pozos negros, sistemas de alcantarillado, etc.

CAPÍTULO 5

SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN EXTENSIVAS

5 SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN EXTENSIVAS

5.1 Pretratamiento: desbaste, desarenado y desengrasado

Esta primera etapa del tratamiento tiene como objetivo eliminar aquellos contaminantes fácilmente separables mediante procesos físicos y que pueden ocasionar problemas en las sucesivas etapas de tratamiento.

Desbaste: la misión es eliminar los sólidos de tamaño grande-mediano, mediante:

- Rejas: barras paralelas con separación uniforme. Pueden ser rejas de gruesos que no permiten el paso entre barrotes de tamaños superiores a 20-60 mm o rejas de finos (no permiten el paso de tamaños superiores a 6-12 mm), de limpieza manual o autolimpiantes.
- Tamices: placas perforadas o mallas metálicas. No permiten el paso de partículas de tamaño superior a 6 mm. Los más usados pueden ser estáticos o autolimpiantes (malla de barras con sección en cuña) y rotativos (malla sobre cilindro giratorio).

Desarenado: elimina la materia de mayor densidad (por ejemplo, arenas), con diámetros mayores de 0,2 mm. Hay dos tipos: estáticos de flujo horizontal (donde el agua circula en horizontal) y aireados (flujo helicoidal).

Desengrasador: elimina grasas y demás materias flotantes, más ligeras que el agua. Pueden ser: estáticos (el agua sale por debajo del depósito con tabique) o aireados (se inyecta aire por la parte inferior del depósito).

Es frecuente, realizar el desarenado y desengrasado en un misma etapa o equipo.

Como se puede observar a continuación, se incluyen dos esquemas comparativos en los que se encuentran dos procesos de pretratamiento que se implantan en la actualidad, en los que se puede diferenciar la distribución de los diferentes elementos de limpieza que los componen, distinguiéndose principalmente un desbaste con limpieza manual, figura [5-1], y un desbaste con limpieza automática, figura [5-2].

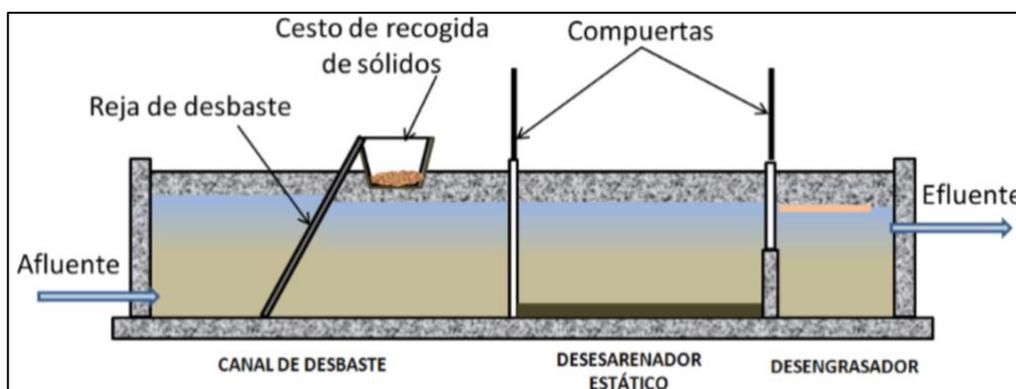


Ilustración 5-1. Esquema de pretratamiento con elementos de limpieza manual

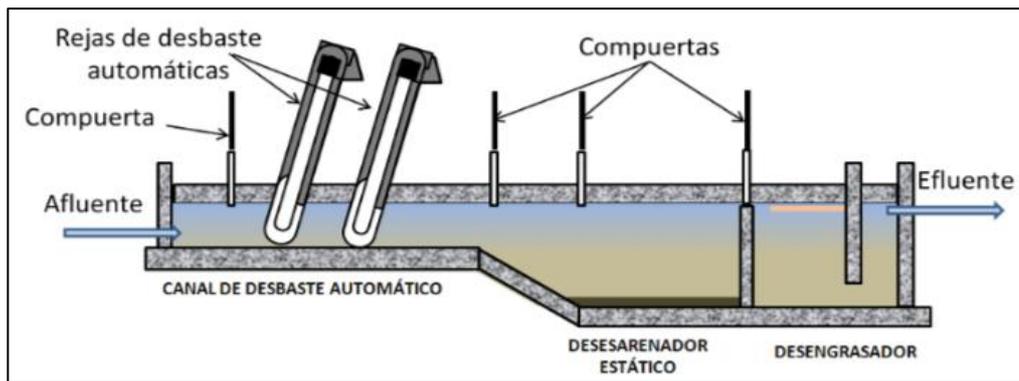


Ilustración 5-2. Esquema de pretratamiento con elementos de limpieza automático-manual

Según el tamaño de la población, se proponen distintos sistemas, para el nuestro, que es de 1100 h-e tendremos rejillas de desbaste manual o automático y un sistema combinado desarenador - desengrasador.

Lo que más influye en el funcionamiento de estos sistemas es el aumento de caudales y la cantidad transportada de gruesos y arenas durante episodios de lluvia.

En cuanto al desbaste, dependerá de si la limpieza es manual o automática. Con limpieza automática no se requiere la presencia continua de operario, pero el mantenimiento es más complejo y costoso. El residuo generado es eliminado como un residuo urbano.

En lo relativo al impacto provocado, se puede decir que esta etapa apenas genera impacto visual y sonoro. Eso sí, para minimizar el impacto olfativo, es necesaria la retirada periódica de los residuos extraídos.

Y en cuanto al desarenado y desengrasado el mantenimiento se reduce a la limpieza periódica de las arenas y grasas generadas.



Ilustración 5-3. Reja de desbaste de gruesos

5.2 Tratamientos primarios

Los tratamientos primarios, tienen como principal objetivo la eliminación de sólidos sedimentables y flotantes.

5.2.1 Fosa séptica

La fosa séptica es un sistema sencillo de tratamiento de las aguas residuales cuyo objetivo principal es la eliminación de los sólidos presentes en el agua.

En una fosa séptica se separan por un lado los sólidos flotantes que hay en la superficie, incluidos aceites y grasas, y, por otro lado, los sólidos sedimentables que se acumulan en el fondo.

Existen en el mercado diferentes tipos de fosas sépticas, desde fosas sépticas simples a fosas sépticas con múltiples compartimentos.

Las fosas sépticas sólo se emplean como tratamiento único para pequeños vertidos de viviendas aisladas o núcleos de población pequeños. Normalmente este sistema de depuración se utiliza como tratamiento primario de las aguas residuales como etapa previa a otros sistemas de depuración.

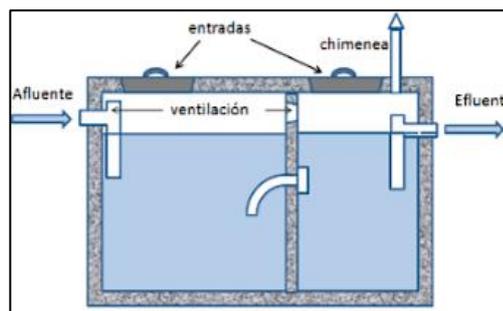


Ilustración 5-4. Esquema de una fosa séptica

Rango: como tratamiento único en poblaciones menores de 250 h-e y como etapa previa en poblaciones menores de 1.000h-e.

Como la fosa se dispone enterrada, la meteorología apenas influye, por lo que por norma general se adapta bien ante los cambios de caudal y carga.

En lo relativo al impacto generado, este es nulo tanto a nivel visual como sonoro. Para minimizar el posible impacto olfativo, conviene utilizar filtros en las chimeneas.

El mantenimiento de estos equipos es muy sencillo y se limita a la limpieza periódica de la fosa séptica a medida que se va formando una capa de flotantes en la superficie o acumulando los fangos en el fondo.

En el caso de aguas residuales urbanas los fangos extraídos pueden utilizarse como enmienda orgánica conforme a la legislación sectorial aplicable o realizar su gestión a través de gestor autorizado.

5.2.2 Tanque Imhoff

El tanque Imhoff consiste en un depósito en el que se distinguen dos zonas claramente separadas.

Una parte superior denominada zona de sedimentación, en donde se produce la decantación de los sólidos, y una parte inferior, denominada zona de digestión en donde se almacenan y digieren los sólidos decantados.

SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN EXTENSIVAS.

Ambas zonas se encuentran separadas físicamente por una estructura en forma de casa invertida abierta en el fondo, que impide el paso de los gases de la zona de digestión a la zona de sedimentación evitando de esta manera que afecten a la decantación de los sólidos.

Normalmente este sistema de depuración se utiliza como tratamiento primario de las aguas residuales como etapa previa a otros sistemas de depuración. Rango: poblaciones no muy superiores a 1.000 h-e.

Como el tanque se dispone enterrado, la meteorología apenas influye. Adaptándose bien a los cambios de caudal y carga, siempre y cuando no se tengan elevadas sobrecargas hidráulicas.

El impacto producido por este tratamiento es nulo a nivel visual y sonoro. Para minimizar el posible impacto olfativo, conviene utilizar filtros en las chimeneas.

El mantenimiento de estos equipos es muy sencillo y se limita a la limpieza periódica a medida que se va formando una capa de flotantes en la superficie o acumulando los fangos en el fondo. En el caso de aguas residuales urbanas los fangos extraídos pueden utilizarse como abono orgánico conforme a la legislación sectorial aplicable o realizar su gestión a través de gestor autorizado.

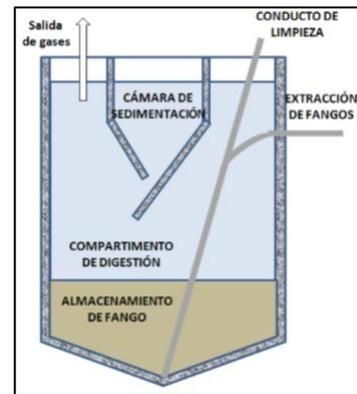


Ilustración 5-5. Esquema de un tanque Imhoff

5.2.3 Decantador primario

El objetivo de la decantación primaria es la eliminación de la mayor parte de los sólidos en suspensión presentes en el agua por la acción de la gravedad.

Estos sistemas se suelen disponer enterrados y pueden ser: estáticos (sin partes mecánicas) o dinámicos (con elementos electromecánicos para recoger flotantes y evacuar fangos).

Este sistema de depuración se utiliza como tratamiento primario de las aguas residuales como etapa previa a otros sistemas de depuración.

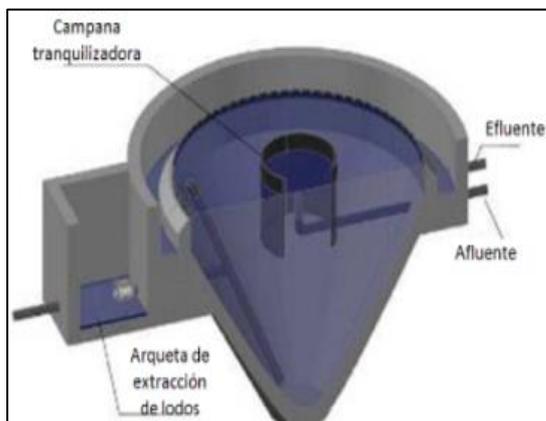


Ilustración 5-6. Esquema de un decantador

Resulta adecuado en poblaciones superiores a 500 h-e, siendo óptimo entre 1.000 y 2.000 h-e.

La influencia meteorológica sobre este tratamiento primario se puede resumir con que las bajas temperaturas del agua retardan la sedimentación y que la lluvia puede aumentar excesivamente el caudal a tratar y la materia en suspensión.

El problema reside en la poca estabilidad que presenta frente a sobrecargas hidráulicas y orgánicas.

La explotación y mantenimiento es sencilla consistiendo fundamentalmente en tareas de inspección, limpieza y extracción de fangos y flotantes. En este proceso se generan fangos que hay que extraer con cierta frecuencia y no están estabilizados por lo que precisan un tratamiento posterior o gestión a través de un gestor autorizado.

5.3 Tratamientos secundarios extensivos

El principal objetivo de estos tratamientos es la eliminación de la materia orgánica biodegradable disuelta o en forma coloidal, así como el resto de sólidos y parte de los nutrientes presentes en el agua.

La combinación de estas tecnologías permite obtener efluentes de mayor calidad, para ser vertidos en zonas con requisitos más exigentes, sin necesidad de implementar una tecnología de tratamiento terciario, con la que generalmente se busca la eliminación de nutrientes y patógenos.

5.3.1 Lagunajes

El lagunaje consiste en reproducir de forma natural los procesos de autodepuración que tienen lugar en los cursos de agua.

La tecnología del lagunaje consta de varias lagunas conectadas en serie, donde se producen procesos físicos, químicos y biológicos, depurándose gradualmente las aguas residuales.

Los tres tipos básicos de lagunas son:

- **Lagunas anaerobias:** son lagunas profundas (profundidad de 3-5 m) que reciben elevadas cargas orgánicas y donde predominan condiciones anaerobias (ausencia de oxígeno).

En este tipo de balsas se eliminan principalmente los flotantes y la materia sedimentable por decantación que se acumula en el fondo y se degrada en condiciones anaeróbicas. Por tanto, estas balsas tienen esta doble finalidad, reducción de materia sedimentable y estabilización de los fangos.

- **Lagunas facultativas:** son lagunas de menor profundidad (1,5-2 m) y mayor superficie. En este tipo de lagunas se tienen condiciones tanto aerobias en la superficie como anaerobias en el fondo.

El principal objetivo es la eliminación de la materia orgánica presente en el agua fundamentalmente por vía aerobia.

- **Lagunas de maduración:** son lagunas de escasa profundidad (0,8-1 m) que reciben bajas cargas contaminantes.

El principal objetivo es afinar el vertido y la eliminación de microorganismos patógenos debido a los procesos de filtración, predación y efecto bactericida de la radiación solar.

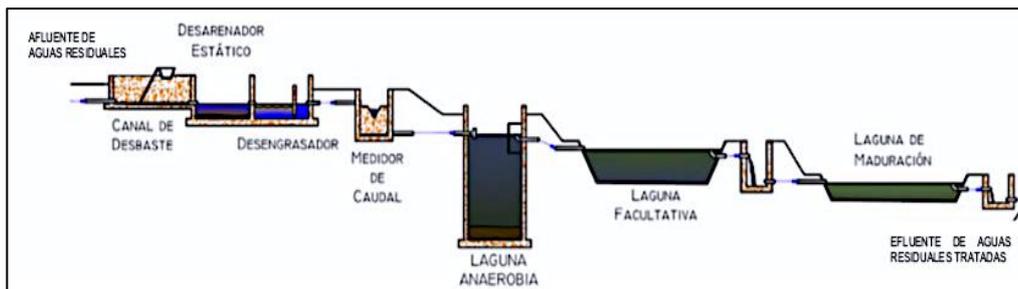


Ilustración 5-7. Esquema de un tratamiento de lagunaje

Este tratamiento resulta óptimo hasta 1.000 h-e. Para poblaciones superiores no suele utilizarse por la gran superficie requerida.

La superficie necesaria para implantar un sistema de lagunaje oscila aproximadamente entre 7 y 13 m²/h-e para poblaciones entre 50 y 1.000 h-e.

La influencia meteorológica está íntimamente ligada con la velocidad de los procesos naturales de autodepuración. El frío disminuye el rendimiento, y el viento y la radiación solar favorecen los procesos.

Este tipo de lagunajes se adapta bien a los cambios de caudal y carga. Aunque hay que tener especial precaución de no sobrecargar la capacidad de depuración de las balsas.

La principal limitación de esta tecnología es la superficie necesaria y el tipo de terreno por el elevado volumen de excavación.

5.3.2 Humedales artificiales

Los humedales artificiales son sistemas de depuración en los que se reproducen los procesos de eliminación de contaminantes que tienen lugar en las zonas húmedas naturales. Estos cuentan con dos elementos principales:

- **Sustrato filtrante:** el agua circula a través del sustrato filtrante y/o de la vegetación. El sustrato sirve como soporte de la vegetación y permite la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula) encargada de la mayoría de los procesos de eliminación de contaminantes.
- **Vegetación:** las plantas emergentes acuáticas (macrófitas) proporcionan superficie también para la formación de películas bacterianas, facilitan los procesos de filtración y adsorción (fijación de partículas) de constituyentes del agua residual y contribuyen fundamentalmente a la oxigenación del sustrato. También favorecen la eliminación de nutrientes y controlan el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar.

Los humedales artificiales pueden clasificarse en 4 tipos en función del modelo de circulación del agua y de la disposición de la vegetación:

- **De flujo superficial (HAFS):** en estos humedales el agua circula por la superficie a través de tallos, raíces y hojas caídas, donde se desarrolla la película bacteriana encargada de la eliminación de contaminantes con un nivel de agua poco profundo. La entrada de agua residual es continua (o intermitente si precisa bombeo). Se emplean

DISEÑO DE UN PROCESO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS PARA UNA PEQUEÑA POBLACIÓN. ESTUDIO COMPARATIVO.

principalmente como tratamiento de afino, recibiendo efluentes de un tratamiento secundario anterior. Se puede ver en la ilustración [5-10].

- De flujo subsuperficial (HAFSs): en estos humedales el agua discurre a través del sustrato de forma subterránea por los espacios intersticiales del lecho filtrante y en contacto con los rizomas y raíces de la vegetación del humedal. Según la dirección en que circulan las aguas estos humedales se clasifican a su vez en dos tipos:
 - Horizontales (HAFSsH): el agua circula en sentido horizontal a través del lecho. La entrada de agua puede ser continua o intermitente. Ilustración [5-8].
 - Verticales (HAFSsV): el agua circula en sentido vertical a través del lecho. La entrada de agua se realiza de forma intermitente mediante bombeo o sifones de descarga controlada. La aireación del humedal se produce fundamentalmente por la corriente de aire ascendente que se crea, al circular en sentido descendente el agua. Ilustración [5-9].

Es necesario que estos sistemas de depuración estén precedidos por un tratamiento primario que elimine la mayor cantidad de sólidos sedimentables ya que pueden provocar problemas de atasques o colmatación del lecho.

- De macrófitas en flotación (FMF): en este tipo de humedales no hay un sustrato en donde se fije la vegetación del humedal. Las plantas, mediante una estructura artificial, permanecen flotando en la superficie. Las plantas son las encargadas de proporcionar oxígeno y sus raíces crean el sustrato necesario para la fijación de la población microbiana. En humedales profundos predominan los procesos de decantación y digestión de modo que la fracción sólida sedimentable decanta en el fondo, mientras que en humedales poco profundos predominan los procesos de degradación aerobia de la materia orgánica. Ilustración [5-11].

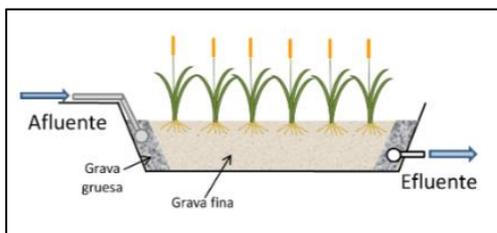


Ilustración 5-8. HAFSs horizontal

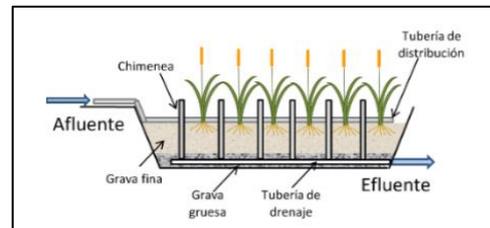


Ilustración 5-9. HAFSs vertical

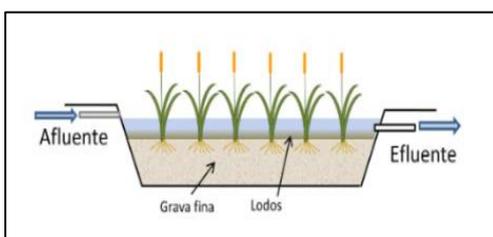


Ilustración 5-10. HAFS

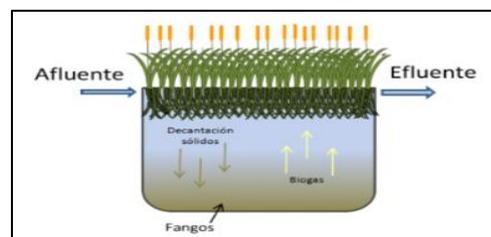


Ilustración 5-11. FMF

Estos humedales resultan adecuados para menos de 2.000 h-e. La superficie necesaria para una población de 1.000 h-e oscila entre los 3 y 5 m²/h-e en función del tipo de humedal o combinación de humedales.

SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN EXTENSIVAS.

A nivel meteorológico, influye sobre todo la temperatura, que está íntimamente ligada con la velocidad de los procesos naturales de autodepuración. En periodos fríos puede reducirse el rendimiento, sobre todo en HAFS. Además, influyen los periodos vegetativos de las plantas del humedal.

Tienen una muy buena integración en el entorno, permitiendo la creación y restauración de zonas húmedas aptas con elevado valor ambiental.

Son sistemas robustos, capaces de resistir variaciones de carga y caudal. No obstante, es importante no superar la capacidad de diseño.

5.3.3 Filtros intermitentes de arena

Los Filtros Intermitentes de Arena son lechos poco profundos (0,6-1,1 m), dotados de un sistema superficial de distribución del agua a tratar y de un drenaje inferior para la recogida de los efluentes tratados.

Las aguas residuales, tras ser sometidas a etapas previas de pretratamiento y tratamiento primario (normalmente fosas sépticas o tanques Imhoff), atraviesan verticalmente el sustrato filtrante, sobre el que se desarrolla una película bacteriana, que se mantiene sin saturar, y en condiciones aerobias, gracias a que la alimentación a los filtros se efectúa de forma discontinua y a la ventilación del sistema de drenaje inferior.

Son tres los mecanismos básicos en los que se fundamenta esta tecnología de tratamiento:

- La filtración en la superficie de los filtros, en la que queda retenida la mayor parte de la materia en suspensión presente en las aguas a tratar.
- La adsorción de los contaminantes solubles y coloidales presentes en las aguas a tratar sobre la superficie de la biopelícula, que se forma en torno a las partículas de arena.
- La oxidación biológica de la contaminación retenida y adsorbida, llevada a cabo por la biomasa adherida a las partículas del material filtrante.

Estos filtros operan a modo de reactores aerobios con biopelícula adherida, en los que la mayor parte del tratamiento bioquímico tiene lugar en los primeros 15 cm del sustrato filtrante.

Cabe distinguir dos modalidades básicas de Filtros Intermitentes de Arena:

- Filtros sin recirculación: las aguas a tratar atraviesan el sustrato filtrante, de arriba abajo y en tan sólo una ocasión. En la figura [5-12] se muestra el esquema de un filtro de arena simple.

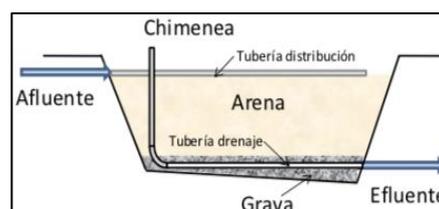


Ilustración 5-12. Filtro intermitente de arena simple

- Filtros con recirculación, se diferencian de los anteriores porque:
 - Una fracción de los efluentes depurados se conducen a un depósito de recirculación, en el que se mezclan con los efluentes de la etapa de tratamiento primario (decantación-digestión), diluyéndose, por tanto, la concentración de las aguas aplicadas al filtro.
 - Utilizan un sustrato filtrante de una mayor granulometría.

En la siguiente ilustración [5-13] se puede observar un esquema de un filtro de arena con recirculación.

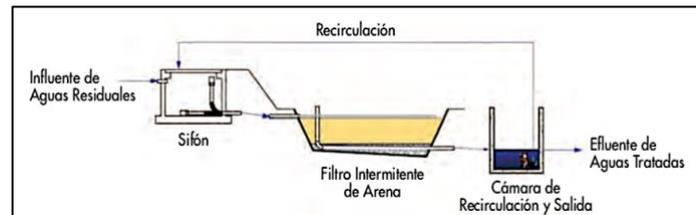


Ilustración 5-13. Filtro intermitente de arena con recirculación

La superficie necesaria oscila entre los 4 y 9 m²/h-e para poblaciones entre 50 y 1.000 h-e.

La meteorología influye de manera que las bajas temperaturas disminuyen el rendimiento. En lo relativo a como reaccionan ante cambios de caudal y carga, se puede decir que son sistemas sensibles a sobrecargas, especialmente si se tienen aguas muy sucias.

El impacto que produce es prácticamente nulo, logrando una buena integración con el entorno, como se puede apreciar en la ilustración [5-14].



Ilustración 5-14. Filtro de arena en Gordoncillo (León)

5.4 Ventajas e inconvenientes de las alternativas

5.4.1 Pretratamiento

En el caso del pretratamiento, las ventajas e inconvenientes de los distintos elementos que lo integran se obtienen de la comparación entre sistemas de limpieza automática y de limpieza manual.

En los elementos del pretratamiento de limpieza automática, las principales ventajas son:

SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN EXTENSIVAS.

- Reducen los problemas de atascos en las rejillas de desbaste, dado que su limpieza se activa de forma automática cuando se requiere.
- Consiguen mejores rendimientos de eliminación de sólidos en la etapa de desbaste, ya que se evitan los arrastres que se producen en las rejillas al realizar su limpieza de forma manual, por el brusco aumento de la velocidad del flujo. En el desbaste se trabaja con menores grados de colmatación, por lo que la pérdida de carga es menor.
- Los sistemas de desarenado-desengrasado aireado consiguen mejores rendimientos.
- Siempre que haya un buen mantenimiento de los equipos electromecánicos, se reducen las necesidades de personal de explotación.

Y sus desventajas se pueden resumir en:

- Presentan un consumo energético asociado, si bien, este es reducido, dado la escasa potencia instalada y el hecho de que los elementos electromecánicos operan de forma intermitente.
- La presencia de equipos electromecánicos conlleva la posible aparición de averías y mayores necesidades de mantenimiento (preventivo y correctivo) que en los pretratamientos manuales.
- Los canales de desbaste automáticos requieren la construcción de un canal de desbaste manual paralelo, que entra en operación cuando se ejecutan las paradas de mantenimiento del sistema automático o en casos de averías o fallos eléctricos.
- Los sistemas automáticos conllevan mayores costes de implantación.

5.4.2 Tratamientos primarios

5.4.2.1 Fosas Sépticas

Las principales ventajas de las Fosas Sépticas como dispositivos de tratamiento primario radican en:

- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Fácil y rápida instalación en el caso de las unidades prefabricadas.
- Permiten la atenuación de los picos de carga contaminante.
- Simplifican la gestión de los fangos.
- Nulo impacto visual al disponerse las fosas enterradas.
- Nulo impacto sonoro.

Como principales desventajas de las Fosas Sépticas deben citarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios en la mayoría de las ocasiones.
- Efluentes sépticos.
- Impactos olfativos.

5.4.2.2 Tanques Imhoff

Las principales ventajas de los Tanques Imhoff a modo de dispositivos de tratamiento radican en:

- Baja septicidad en los efluentes tratados.
- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Fácil y rápida instalación en el caso de las unidades prefabricadas.
- Simplifican la gestión de los lodos.
- Nulo impacto visual cuando se disponen enterrados.
- Nulo o muy bajo impacto sonoro.

Como principales desventajas de los Tanques Imhoff pueden citarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes normalmente precisan de tratamientos complementarios.
- Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
- Impactos olfativos.
- Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente.

5.4.2.3 Decantadores Primarios

Las principales ventajas de estos sistemas son:

- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Fácil y rápida instalación en el caso de las unidades prefabricadas.
- Escaso impacto visual al disponerse enterrados casi en su totalidad.
- Escaso impacto sonoro dada la escasa potencia de los equipos electromecánicos que se implantan.

Como principales desventajas pueden citarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios.
- Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
- Posibles impactos olfativos como consecuencia de una mala gestión de los lodos.
- Se generan lodos no estabilizados que hay que extraer con frecuencia del sistema.

5.4.3 Tratamientos secundarios

5.4.3.1 Lagunajes

Entre las principales ventajas del Lagunaje se encuentran:

- Facilidad constructiva, siendo el movimiento de tierras la actividad principal.
- Consumo energético nulo, si el agua residual llega por gravedad hasta la estación de tratamiento.
- Mantenimiento sencillo y simple, para mantener las superficies de las lagunas libres de flotantes para evitar la proliferación de mosquitos.
- Escasa producción de fangos, experimentando éstos una alta mineralización a consecuencia de los elevados tiempos de retención en las lagunas anaerobias (5-10 años), lo que facilita enormemente su manipulación y evacuación.
- Gran inercia, por los elevados volúmenes, y por tanto largos tiempos de retención.
- Alto poder de inactivación de microorganismos patógenos, que puede llegar a 3-4 unidades logarítmicas.
- Buena integración medioambiental.

Como principales desventajas pueden citarse:

- Elevados requisitos de terreno para su implantación.
- Su implantación puede verse desaconsejada en zonas frías o de baja radiación solar.
- Generación de olores desagradables en las Lagunas Anaerobias.
- Posible proliferación de mosquitos.
- Pérdidas de agua por evaporación, lo que provoca un aumento de la salinidad de los efluentes tratados.

- Con frecuencia, elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales, como consecuencia de la proliferación de las microalgas.
- Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones en caso de que la impermeabilización del sistema no sea la adecuada.

5.4.3.2 Humedales Artificiales

Las principales ventajas del empleo de los Humedales Artificiales para el tratamiento de las aguas residuales estriban en:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo o muy bajo.
- Bajo coste de explotación y mantenimiento.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).
- Los Humedales de Flujo Superficial, principalmente, permiten la creación y restauración de zonas húmedas, aptas para potenciar la vida salvaje y las zonas de recreo.
- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar en los Humedales de Flujo Subsuperficial, y por alimentarse normalmente con efluentes ya depurados los Humedales de Flujo Superficial.
- Perfecta integración en el medio ambiente natural, especialmente los Humedales de Flujo Superficial.

Como principales desventajas de los Humedales Artificiales pueden citarse:

- Al igual que el resto de tecnologías extensivas, los Humedales Artificiales requieren una mayor superficie de terreno para su implantación, lo que limita la aplicabilidad de estos sistemas a los vertidos de pequeñas aglomeraciones urbanas.

Esta circunstancia repercute notablemente en los costes de construcción, cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.

- Los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, principalmente los horizontales, presentan riesgos de colmatación del sustrato, si éste no se elige convenientemente, no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión o grasas, y éstos no quedan retenidos en las etapas previas a los humedales.
- Escaso margen de regulación durante la operación, por lo que es muy importante que los Humedales Artificiales estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Si el material disponible localmente no es el adecuado para el sustrato filtrante, se pueden incrementar notablemente los costes de implantación.

SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN EXTENSIVAS.

- Pérdidas de agua por evapotranspiración, que incrementan la salinidad de los efluentes depurados.
- Posible aparición de mosquitos en los Humedales de Flujo Superficial y de plagas que pueden atacar a la vegetación.

5.4.3.3 Filtros Intermitentes de arena

Las principales ventajas del empleo de los Filtros Intermitentes de Arena para el tratamiento de las aguas residuales urbanas estriban en:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo o muy bajo si las aguas residuales a tratar pueden circular por gravedad entre sus distintos elementos, bajo si hay que bombear y algo mayor en los filtros con recirculación.
- Bajo coste de explotación y mantenimiento.
- Rápida puesta en operación.

Como principales desventajas de los Filtros Intermitentes de Arena pueden citarse:

- Requieren de una mayor superficie de terreno para su implantación que las tecnologías intensivas, reduciendo su aplicación a las pequeñas aglomeraciones urbanas.
- Mayor inversión cuando es necesaria la adquisición de los terrenos. Este inconveniente es, sin embargo, mucho menos acusado en los filtros con recirculación, ya que ocupan mucha menos superficie.
- Presentan riesgo de colmatación del sustrato si éste no se elige convenientemente, no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión y/o grasas, y éstos no quedan retenidos en las etapas previas a los filtros.
- Si el material disponible localmente no es adecuado para la filtración, se pueden incrementar notablemente los costes de implantación.
- Poca flexibilidad debido a que existen pocos factores de control regulables durante la operación, por lo que es muy importante que los Filtros Intermitentes de Arena estén bien concebidos, dimensionados y construidos.

5.5 SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

La etapa de pretratamiento es indispensable para garantizar el correcto funcionamiento de los equipos que se instalarán en la EDAR cuyo diseño se lleva a cabo en el capítulo [7] Dimensionado de la EDAR Seleccionada.

Al menos la instalación deberá disponer de un canal de desbaste en el que en primer lugar se encontrará una reja de gruesos, para dar paso a un segundo sistema de desbaste formado por una reja finos. A continuación, se incorporará un equipo desarenador – desengrasador estático de flujo horizontal.

La limpieza del canal, aunque sea tan solo de la parte correspondiente al desbaste, es mejor que esté gobernada mediante un sistema de limpieza automático para evitar los posibles atascos en las rejillas, activándose siempre que se requiere. Contando a su vez con un desbaste manual a modo de by-pass, para garantizar un correcto pretratamiento ante posibles atascos o averías.

Como tratamiento primario se considera que los tanques Imhoff son la mejor opción, ya que, a diferencia de las fosas sépticas, estos permiten operar con mayores caudales y cargas, destacando de estos equipos la baja septicidad de los efluentes tratados y su nulo impacto visual y sonoro al disponerse subterráneos. Además, si se comparan con un decantador primario, estos tienen una mejor gestión de los lodos generados, por lo que se trata de una alternativa muy eficaz, cuyo mayor problema reside en el riesgo de contaminación de aguas subterráneas, por lo que su construcción y estanqueidad debe ser observada y ejecutada al detalle.

En lo relativo a la selección del tratamiento secundario, se considera que los filtros intermitentes de arena son el mejor sistema de depuración, debido a su sencillez operativa y rápida puesta en marcha, además de ser más adecuados que las otras dos tecnologías por ocupar principalmente menos superficie y encontrarse enterrados.

Aunque se debe cuidar la tipología del sustrato filtrante incorporado y que las etapas previas de depuración instaladas funcionen correctamente para evitar la colmatación del equipo filtrante.

Se ha escogido esta configuración en vez de optar por una combinación de lagunajes o humedales artificiales, porque esta tecnología no genera o favorece la proliferación de microalgas, mosquitos y plagas. Ambas propuestas presentan una mejor integración paisajística, pero ocupan una superficie muy elevada para poblaciones superiores a los 1000 habitantes equivalentes. Además, con los filtros intermitentes de arena se consigue minimizar el riesgo de pérdidas de agua por evaporación en épocas de sequía y altas temperaturas, lográndose, por tanto, evitar un aumento de la salinidad de los efluentes tratados, además de ofrecer una buena capacidad de adaptación frente a variaciones hidráulicas.

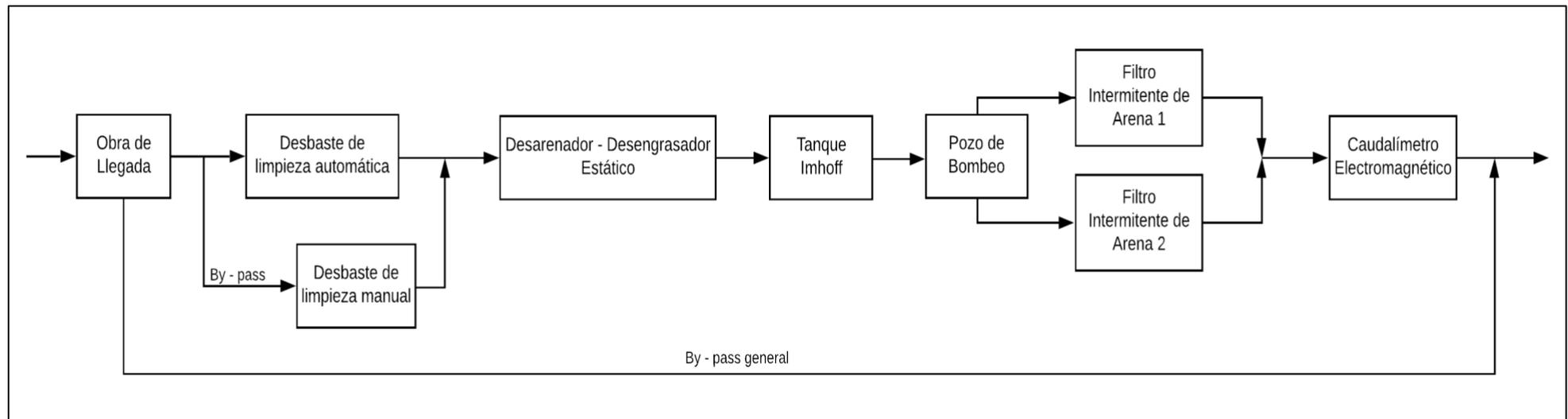
CAPÍTULO 6

DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

6 DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

6.1 Diagrama de bloques

Este diagrama de bloques representa las diferentes etapas que constituyen la EDAR propuesta. Pudiéndose observar en primera instancia la Obra de Llegada junto con la etapa de Pretratamiento, compuesta por el Desbaste y el Desarenado-Desengrasado. A continuación, se encuentra el Tanque Imhoff que funciona como tratamiento primario y el sistema de Filtración Intermitente de Arena como tratamiento secundario.



*Se puede encontrar el PFD de la EDAR piloto en el Anexo [3].

6.2 Descripción estructural y funcional de la EDAR

6.2.1 Obra de llegada

A su ingreso a la estación de tratamiento, las aguas residuales desembocan en la obra de llegada, ejecutada en cabecera de la instalación y que consiste en una arqueta donde se conectan todos los colectores que transportan las aguas a tratar.

La obra de llegada dispone de un aliviadero conectado a la línea de by-pass general, con la misión de evacuar el excedente de caudal cuando se supere el caudal máximo de diseño, y de by-pasar la estación de tratamiento en caso necesario. El by-pass deberá tener capacidad suficiente para transportar toda el agua que pueda llegar por el colector a la depuradora.

6.2.2 Canales de desbaste automático y manual

La etapa de desbaste estará constituida por un doble canal, que acogerá una reja de gruesos y de finos de limpieza automática, disponiéndose en paralelo otra reja de gruesos y de finos de limpieza manual, que actuará a modo de by-pass, resultando de imprescindible utilidad durante las paradas por mantenimiento del sistema automático o en aquellas situaciones que, por ejemplo, ante copiosas precipitaciones se supere el caudal máximo de diseño.

En la estación se propone la instalación de rejas, consistentes en barras paralelas que se anteponen al flujo, con separación uniforme entre ellas, siendo de dos tipos:

- Rejas de gruesos: el paso libre entre los barrotes es de 30 mm.
- Rejas de finos: el paso libre entre los barrotes es de 10 mm.

Las rejas de limpieza manuales instaladas en el canal que actúa a modo de by-pass, van equipadas con un cestillo perforado para acumular los sólidos que son retirados de las rejas mediante el empleo de un rastrillo. El cestillo permite el escurrimiento al canal de desbaste del exceso de agua, de modo que cuando se retiran los residuos, para su disposición final, la cantidad de agua en ellos resulta ser la mínima posible.

Por el contrario, las rejas de limpieza automática del canal principal, incorporan un peine rascador que, periódicamente y de manera automática, limpia la reja.

Este peine está montado en el extremo de un brazo que gira alrededor de un eje horizontal, activándose mediante temporizador, al superarse cierto valor establecido de pérdida de carga.

Los residuos se descargan a una cinta transportadora, para su envío a una cesta que se vacía manualmente en un contenedor.

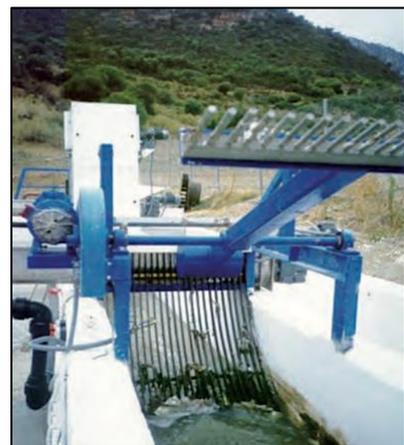


Ilustración 6-1. Reja de desbaste de finos automática

En lo que respecta a la automatización de los equipos electromecánicos, se recomienda que el mecanismo de limpieza automática de las rejas de desbaste cuente con un doble control, por pérdida de carga y por tiempo, de forma que se active cuando la pérdida de carga a través de la reja automática supere el límite fijado. Si durante el tiempo límite fijado entre dos activaciones

no se supera la pérdida de carga fijada, se activará la limpieza automática mediante el control temporal.

Las rejas de limpieza automática dispondrán también de un sistema limitador de par, para los casos en que se produzca sobrecarga o bloqueo del sistema. Este limitador pondrá fuera de servicio el sistema de limpieza automático, evitando su deterioro.

6.2.3 Desarenador - desengrasador estático de flujo horizontal constante

La etapa de desarenado-desengrasado se encuentra justo después del desbaste y antes del tratamiento primario.

Consiste en un canal desarenador estático de flujo horizontal constante, en el que el agua circula a su través en dirección horizontal, y del que se extraen manualmente las arenas de la zona inferior del canal, que cuenta con una capacidad de almacenamiento de 5 días.

El canal dispone de una sección trapezoidal para mantener la velocidad de paso fija, lográndose que sedimente la mayor parte de las partículas de origen inorgánico y la menor parte posible de las de origen orgánico, de manera que, con este equipo se consigue eliminar la mayor parte de la materia más densa presente en las aguas residuales.

Además, gracias a esta etapa se consigue evitar la sedimentación de las partículas en posteriores conducciones y unidades de tratamiento, y proteger a las bombas de la abrasión.

Este mismo canal actúa a modo de desengrasador estático, saliendo a la superficie las grasas, debido a que tienen una menor densidad que el flujo de agua a tratar.

6.2.4 Tanque Imhoff

Este equipo funcionará como etapa previa del filtro intermitente de arena, reduciendo el contenido en grasas y sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes de las aguas provenientes del desarenador. Se dispondrá enterrado y tendrá forma rectangular.

El equipo incorpora una tubería en la zona de digestión para la extracción periódica de los fangos acumulados, así como una zona de venteo de gases y el paso de una boca hombre.



Ilustración 6-2. Tanque Imhoff de hormigón

6.2.5 Filtros intermitentes de arena instalados en paralelo

Los Filtros Intermitentes de Arena instalados consisten en un lecho poco profundo el cual incorpora un sistema superficial de distribución del agua a tratar y de un drenaje inferior para la recogida de los efluentes tratados.

El agua que se quiere tratar se hace circular verticalmente y de forma intermitente a través del lecho filtrante, sobre el que se desarrolla una película bacteriana, proceso por el cual se produce la fijación en la superficie de las partículas.

DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.

El confinamiento del filtro estará impermeabilizado mediante la utilización de láminas plásticas. Además, como en el municipio donde se instalará la EDAR, se puede alcanzar una temperatura ambiente bajo cero en los meses más fríos, se dotará a ambos filtros de una cubierta, como sistema de protección térmica y para evitar la congelación del agua en las tuberías de distribución sobre los filtros, lo que detendría la filtración y, por tanto, los procesos de depuración.

Para lograr que la alimentación a los filtros se produzca de forma intermitente, se recurre a bombeo, comandado por un temporizador que coordina la pausa y el arranque de las dos bombas instaladas para la alimentación de cada uno de los filtros, situadas dentro del pozo de bombeo, de manera que mientras se alimenta uno, el otro está en reposo. El efluente se recoge en un colector que conduce el caudal hasta el sistema de medida de caudal instalado al final de la EDAR.

6.2.6 Sistema de medida de caudal

A la salida de los efluentes tratados en el filtro de arena, debe disponerse un sistema de medición de caudales, empleándose en esta instalación un caudalímetro electromagnético dotado de totalizador.

El medidor magnético consiste en un carrete del diámetro de la tubería en la que se va a medir el caudal, con una bobina especial alrededor de dicho carrete. La señal que transmite se genera por inducción y es proporcional a la velocidad del agua que pasa por la tubería.

Al no existir ningún estrechamiento en la tubería, no da lugar a pérdida de carga alguna ni se producen problemas con los sólidos en suspensión, siendo su medida de gran precisión.



Ilustración 6-3. Caudalímetro electromagnético

6.3 Criterios de explotación de la EDAR

A continuación, se detallan las pautas a seguir para cada uno de los principales elementos que componen la EDAR:

6.3.1 Obra de llegada

En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento del aliviadero ubicado en la obra de llegada de la estación depuradora.

Si se detectan sedimentaciones en obra de llegada, pretratamiento y medida de caudal será necesario proceder a su limpieza, puesto que de no hacerse se producirán aliviados con caudales de aguas residuales inferiores a los adoptados para el diseño del aliviadero.

Semanalmente, se comprobará el correcto funcionamiento de las compuertas ubicadas en esta zona, que permiten by-pasar la estación de tratamiento en caso de necesidad.

Se comprobará semanalmente que la línea de bypass, situada al inicio del pretratamiento, no presenta obstrucciones que impidan evacuar los caudales de aguas residuales superiores a los de diseño (fundamentalmente en épocas de lluvias), o by-pasar directamente las aguas influentes sin pasar por la depuradora, en caso de necesidad.

6.3.2 Desbaste

La limpieza de las rejas manuales se efectuará por rastrillado, depositándose los residuos que se extraigan en los cestillos perforados dispuestos al efecto, con objeto de conseguir su escurrido antes de su recogida en un contenedor, para su posterior envío a vertedero.

La periodicidad de la limpieza de las rejas de desbaste será la misma que la de las visitas a la estación de tratamiento, para evitar la aparición de olores desagradables.

Especial atención se debe prestar a la limpieza de las rejas manuales de desbaste en períodos de lluvias, incrementando la frecuencia de limpieza, dado que en esos momentos es mucho mayor el volumen y la heterogeneidad de los sólidos que se retienen en las mismas.

En el caso de rejas de limpieza automática, los tiempos de accionamiento de los peines se ajustarán en consonancia con las observaciones que se efectúen sobre su funcionamiento, acortándose en época de lluvias.

Los residuos que no sean extraídos por los peines se eliminarán semanalmente de forma manual mediante rastrillado, previa desconexión del equipo.

Cuando se detecten sedimentaciones en el fondo de los canales en los que se ubican las rejas de desbaste (manuales o automáticas), se procederá a su extracción manual para su envío a vertedero.

6.3.3 Desarenador – desengrasador estático de flujo horizontal constante

En el caso de los desarenadores estáticos, las arenas depositadas en el fondo de los canales se retirarán una vez por semana. Para esta operación se requiere el empleo de una pala y de un recipiente para el depósito provisional de las arenas, antes de su envío a contenedor.

Quincenalmente se comprobará el correcto funcionamiento y estanqueidad de las compuertas ubicadas en los canales desarenadores.

Las grasas y flotantes que se acumulen en la superficie se retirarán cuando se observe la formación de una capa consistente en su superficie, haciéndose uso para ello de un recoge hojas de piscina.

Cuando se observe un excesivo burbujeo en la superficie, será necesario proceder a la extracción de los fangos acumulados en su fondo.

DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.

Las costras de grasa formadas en las paredes se eliminarán mensualmente con la ayuda de una espátula, enviándose los residuos extraídos a los contenedores que acumulan los subproductos de la etapa de desbaste.

6.3.4 Tanque Imhoff

Una vez al año se procederá a la inspección del interior del tanque, prestando especial atención a la estanqueidad, comprobando que no se producen fugas ni intrusión de aguas parásitas, y revisando las zonas de entrada y salida de las aguas.

Dos veces al año se procederá a la medida de los espesores de las capas de flotantes y de lodos que se van acumulando en la zona de digestión.

Dos veces al año se procederá a la limpieza del tanque, extrayendo los lodos y flotantes acumulados, recurriéndose al empleo de camiones cisterna dotados de dispositivos para la aspiración de estos residuos.

6.3.5 Filtros Intermitentes de Arena

En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento del sistema de dosificación de la alimentación a los filtros, en nuestro caso mediante el sistema de bombeo combinado.

Se comprobará en cada visita que no se forman charcos permanentes sobre la superficie de la arena/grava (síntoma de colmatación del sustrato filtrante) y la correcta distribución de las aguas a tratar sobre toda la superficie del filtro, ya que distribuciones deficientes traerán como consecuencia una acusada disminución en los rendimientos de depuración.

Mensualmente se limpiarán las tuberías de alimentación, haciendo uso de las válvulas que permiten su total vaciado. Y, trimestralmente se rastrillará la superficie de los filtros.

CAPÍTULO 7

DIMENSIONADO DE LA EDAR SELECCIONADA

7 DIMENSIONADO DE LA EDAR SELECCIONADA

7.1 Obra de Llegada

El entronque entre el sistema de alcantarillado del municipio y la obra de llegada, se realizará por medio de un colector [ver imagen 7-1] que tendrá unas dimensiones de 0,75 metros de diámetro para asegurar que no se produzca un embotellamiento a la entrada.

Este sistema colector que recoge las aguas del pueblo dirigiéndolas hacia la EDAR, es de tipo no segregativo, de manera que mezcla las aguas urbanas (fundamentalmente domésticas) con las de lluvia. Este colector desemboca en un canal abierto como se muestra en la [imagen 7-2].



Ilustración 7-1. Colector de entronque entre el sistema de alcantarillado y la EDAR



Ilustración 7-2. Canal abierto de la obra de llegada a la EDAR

Uno de los sistemas auxiliares imprescindibles en toda estación depuradora es el sistema de regulación de caudal. Las unidades de proceso de depuración, están dimensionadas para un cierto intervalo de caudal, de manera que, si la cantidad de agua que entra en el sistema es superior o inferior a este valor, los rendimientos del mismo sufren una drástica disminución pudiendo, incluso llegar a anularse la capacidad de tratamiento de dicha unidad, recurriéndose por tanto a sistemas aliviadores de caudal.

La obra de llegada de esta EDAR está diseñada con un vertedero de tormentas o también llamado aliviadero lateral (ver imagen 7-3), de manera que cuando el caudal de ingreso en la planta supere el caudal punta, debido a una afluencia muy superior a la que pueden tratar las instalaciones y para evitar que las diversas unidades de proceso funcionen mal o incluso queden dañadas, el agua en exceso salga por este aliviadero.



Ilustración 7-3. Vista del aliviadero lateral (zona izquierda de la imagen)

El funcionamiento de este tipo de vertederos se basa en la existencia de una zona del canal de entrada donde la altura del paramento lateral es menor que en el resto, de manera que cuando el caudal es mayor de un cierto valor, el agua en exceso rebosa por el vertedero de tormentas yendo al canal auxiliar, el cual conduce directamente al exterior de la planta.

Por tanto, su dimensionamiento se realizará en función del caudal máximo de agua residual que pueda llegar a través de los colectores.

Se diseña un vertedero rectangular de pared delgada, en un canal con vertido de lámina libre como se puede apreciar en la figura [7-4].

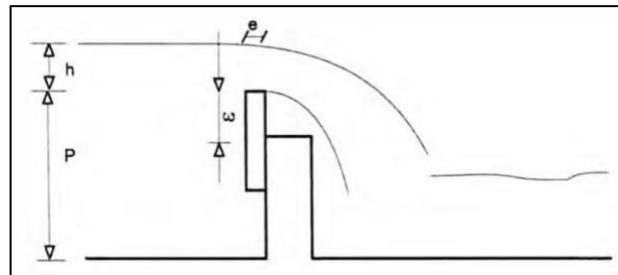


Ilustración 7-4. Esquema de vertedero de pared delgada

Para su dimensionado primero se hallará el coeficiente de caudal mediante la fórmula de Bazín, considerando para ello un calado **P de 1 m** y una altura de lámina **h de 0,2 m**.

$$\begin{aligned} \mu &= \left(0,405 + \frac{0,003}{h}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \cdot \frac{h^2}{(h+P)^2}\right) \cdot \frac{3}{2} = \\ &= \left(0,405 + \frac{0,003}{0,2}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \cdot \frac{0,2^2}{(0,2+1)^2}\right) \cdot \frac{3}{2} = 0,6396 \end{aligned} \quad (7.1)$$

El vertedero se diseña para una longitud **L de 4 m**.

El caudal viene dado por la siguiente fórmula general (Hernández et al., 1995).

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} = \frac{2}{3} \cdot 0,6396 \cdot 4 \cdot 0,2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 0,2} = 0,6754 \text{ m}^3/\text{s} \quad (7.2)$$

A su vez la obra de llegada estará dotada de un sistema de 3 compuertas (una de acceso al sistema de pretratamiento automático, otra correspondiente al by-pass de pretratamiento manual y la compuerta de by-pass general), todas de accionamiento manual mediante un husillo

desplazado con ayuda de un volante, las cuales tienen el objetivo de desviar parte del caudal de entrada a la planta fuera de ella a través del canal de evacuación.

Las compuertas de acceso al sistema de pretratamiento se encuentran colocadas perpendicularmente a la línea de desplazamiento del agua.

La compuerta de by-pass general se encuentra colocado paralela a la línea de desplazamiento del agua. Su presencia es necesaria para evitar la entrada en el sistema de depuración de caudales anormalmente altos o caudales con concentraciones de sustancias tóxicas como metales pesados, grasas y aceites, etc. que pueda poner en peligro el funcionamiento de la EDAR.

Tanto las compuertas de acceso al sistema de pretratamiento como la de by-pass general serán de las mismas dimensiones, de canal abierto con una anchura de 0,43 m. La altura de las compuertas será la anchura más un margen de 0,3 m, de modo que medirán 0,73 m. La carga de agua será equivalente a la anchura de las compuertas, es decir 0,43 m. La altura de la maniobra será la altura de la compuerta más 1 m de margen, en total 1,73 m. Las compuertas serán de husillo manual, modelo cvm-003.d.

Tanto la obra de llegada como todo el sistema de pretratamiento en el que se incluyen los canales de desbaste manual y automático, así como el desarenador-desengrasador estático, que a continuación serán descritos, estarán construidos en hormigón.

Por otra parte, los elementos metálicos del pretratamiento en contacto con las aguas residuales a tratar (rejas de desbaste, sistemas de limpieza de las rejas, tuberías, etc...), deben ejecutarse en acero inoxidable, preferentemente en acero AISI 316.

7.2 Desbaste

Los criterios usados para su diseño incluyen el tamaño de las barras, espaciado, inclinación, anchura del canal, velocidades de aproximación y de paso.

En cuanto al diseño del canal de rejas, la velocidad debe ser suficiente para evitar la deposición de residuos y arenas. Si se recogen aguas superficiales durante tormentas puede haber grandes aportes de arena lo que exigiría velocidades de aproximación de al menos 0,9 m/s para evitar la deposición de arena en el fondo de la reja que podría quedar inutilizada en el momento en que es más necesaria.

La EDAR tendrá las rejas de gruesos primero, en serie con las rejas de finos, las primeras eliminarán residuos grandes y las segundas sólidos de menor tamaño.

En los apartados siguientes se calculan todos los parámetros necesarios para definir ambas rejas.

Y en el Anexo [2] - Reja Manual Serie DM-11 se muestra información complementaria de las mismas.

7.2.1 Definición de parámetros

En algunos casos se incluye información sobre el rango más habitual del parámetro o el valor recomendado para utilizar, ambos están dados en las unidades indicadas en los apartados siguientes relativos al cálculo (los valores de algunos de estos parámetros se han sacado del libro (Proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas, Ricardo Isla de Juana).

- **Caudal de diseño ($Q_{\text{diseño}}$):** Caudal adoptado como base para el cálculo de los diferentes procesos. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.1 Caudal medio diario y caudal de diseño].
- **Caudal máximo ($Q_{\text{máx}}$):** Caudal máximo que es capaz de tratar la planta. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.2 Caudal máximo diario].
- **Caudal mínimo ($Q_{\text{mín}}$):** Caudal mínimo de entrada a la EDARU. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.3 Caudal mínimo diario].
- **Velocidad de paso entre barrotes a caudal de diseño con reja sucia:** velocidad media de circulación del agua residual entre los barrotes de la reja cuando el caudal tratado coincida con el caudal de diseño y la reja esté con la máxima colmatación definida entre dos limpiezas.

Rango usual para este parámetro: 0,8 a 1,0 m/s

Valor recomendado para este parámetro: 0,9 m/s

Para poblaciones menores de 2.000 h-e, cuyos caudales son de escasa cuantía y muy variables, las dimensiones obtenidas (anchura y calado) son tan pequeñas que hacen imposible conseguir equipos de un tamaño sensato, haciendo inviable su limpieza y mantenimiento.

Por lo que resulta muy difícil cumplir con los límites que se exigen a la velocidad del agua en el canal (0,4 m/s a caudal mínimo), obteniéndose, en general, velocidades menores.

- **Número de líneas de desbaste:** Número de líneas en paralelo por las que se reparte el caudal de agua a tratar. Las posibles líneas de reserva se consideran aparte de las indicadas en el cálculo.

En nuestra EDAR tendremos 1 línea de desbaste. Es importante destacar, que habrá otra línea de desbaste manual, pero a efectos de diseño, se ha dimensionado tan solo una, de manera que el caudal que circula por el canal de limpieza automática a través de él tan solo lo hace por una canalización, no se reparte.

- **Espesor de los barrotes:**

Rango usual para este parámetro (reja de gruesos): 8 a 15 mm

Valor recomendado para este parámetro (reja de gruesos): 12 mm

Rango usual para este parámetro (reja de finos): 5 a 10 mm

Valor recomendado para este parámetro (reja de finos): 6 mm

- **Paso libre entre barrotes:**

Rango usual para este parámetro (reja gruesos): 20 a 60 mm

Valor recomendado para este parámetro (reja de gruesos): 30 mm

Rango usual para este parámetro (reja finos): 6 a 12 mm

Valor recomendado para este parámetro (reja de finos): 10 mm

- **Resguardo del canal:** altura libre desde la lámina de agua hasta la coronación del muro.

Rango usual para este parámetro: 0,3 a 0,6 m

Valor recomendado para este parámetro 0,3 m

- **Ángulo de inclinación de los barrotes:** Ángulo formado entre el fondo del canal y los barrotes de la reja en grados sexagesimales.

Rango usual para este parámetro: 45° a 90°

Valor recomendado para este parámetro: 60°

- **Máxima colmatación entre 2 limpiezas:** tanto por ciento de la superficie útil de la reja que se llega a cegar entre dos pasos del peine de limpieza.

Rango usual para este parámetro: 20% a 40%

Valor recomendado para este parámetro: 30%

- **Relación profundidad útil/anchura del canal:** cociente entre la altura mojada del canal y la anchura del canal.

Valor recomendado para este parámetro: 1

Anchura mínima del canal recomendada para mantenimiento: 0,3 m

- **Metros cúbicos de residuos por 1000 metros cúbicos de agua residual a caudal de diseño:** Metros cúbicos de residuos que se separan en las rejillas de gruesos y de finos por cada 1000 metros cúbicos de agua residual que pasa por las rejillas.

Rango usual de este parámetro: 0,003 a 0,09 m³ residuos/1000 m³ agua tratada

Valor recomendado para este parámetro: 0,01 m³ residuos/1000 m³ agua tratada

- **Metros cúbicos de residuos por 1000 metros cúbicos de agua residual con tormenta:** Metros cúbicos de residuos que se separan entre las rejillas de gruesos y de finos por cada 1000 metros cúbicos de agua residual que pasa por las rejillas cuando hay tormenta.

Rango usual para este parámetro: 0,09 a 0,5 m³ residuos/1000 m³ agua tratada

- **Superficie útil del canal:** Superficie mojada del canal igual a la anchura del canal por su profundidad útil.

- **Velocidad de paso entre barrotes a caudal de diseño con reja limpia:** Velocidad media de circulación del agua residual entre los barrotes de la reja cuando el caudal tratado coincide con el caudal de diseño y la reja está limpia.

DIMENSIONADO DE LA EDAR SELECCIONADA.

- **Velocidad de paso entre barrotes a caudal máximo con reja colmatada:** Velocidad media de circulación del agua residual entre los barrotes de la reja cuando el caudal máximo y la reja está con la máxima colmatación definida entre dos limpiezas.
- **Velocidad de aproximación por el canal a caudal de diseño:** Velocidad media de circulación del agua residual por el canal aguas arriba de la reja cuando el caudal tratado es el de diseño.
- **Velocidad de aproximación por el canal a caudal mínimo:** Velocidad media de circulación del agua residual por el canal aguas arriba de la reja cuando el caudal tratado coincide con el caudal mínimo. Se considera a efecto de evitar sedimentaciones de arena en el canal.

Valor recomendado para este parámetro > 0,3

- **Profundidad total del canal:** Profundidad útil mas resguardo del canal.
- **Producción normal de residuos:** Metros cúbicos de residuos que se recogen por día, en las rejillas de gruesos y de finos, cuando el caudal tratado coincide con el caudal de diseño.
- **Producción máxima de residuos de tormenta:** Metros cúbicos de residuos que se recogen por hora, en las rejillas de gruesos y de finos, cuando el caudal coincide con el caudal máximo y se produce un aporte de agua en los colectores proveniente de escorrentía superficial del agua de lluvia. Esta circunstancia suele incrementar sustancialmente la cantidad de residuos durante un período corto.

7.2.2 Dimensionado del canal de la reja de gruesos

Nº línea	Parámetro	Valor
1	Caudal de diseño (m ³ /h)	8,25
2	Caudal máximo (m ³ /h)	14,85
3	Caudal mínimo (m ³ /h)	2,48
4	Velocidad de paso entre barrotes a caudal de diseño con reja sucia (m/s)	0,1
5	Número de líneas de desbaste	1
6	Espesor de los barrotes (mm)	12
7	Paso libre entre barrotes (mm)	30
8	Resguardo del canal (m)	0,3
9	Ángulo de inclinación de los barrotes (grados)	60
10	Máxima colmatación entre dos limpiezas (%)	30
11	Relación profundidad útil/anchura del canal	1

Tabla 7-1. Parámetros fijados para el dimensionado de la reja de gruesos

DISEÑO DE UN PROCESO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS PARA UNA PEQUEÑA POBLACIÓN. ESTUDIO COMPARATIVO.

Nº línea	Parámetro	Valor	Ecuación
12	Caudal de diseño por línea (m ³ /h)	8,25	L1/L5
13	Caudal máximo por línea (m ³ /h)	14,85	L2/L5
14	Superficie útil de canal (m ²)	0,04	Ecuación 7.3
15	Velocidad de paso entre barrotes a caudal de diseño con reja limpia (m/s)	0,07	(L4*((100-L10)/100))
16	Velocidad de paso entre barrotes a caudal máximo con reja limpia (m/s)	0,13	(L15*(L13/L12))
17	Velocidad de paso entre barrotes a caudal máximo con reja colmatada (m/s)	0,18	(L4*(L13/L12))
18	Velocidad de aproximación por el canal a caudal de diseño (m/s)	0,06	(L12/3600)/L14
19	Velocidad de aproximación por el canal a caudal mínimo (m/s)	0,02	((L3/L5)/3600)/L14
20	Anchura del canal (m)	0,20	(L14/L11) ^{0,5}
21	Profundidad útil del canal (m)	0,20	(L14/L20)
22	Profundidad total del canal (m)	0,50	(L14/L20)+L8

Tabla 7-2. Parámetros calculados de la reja de gruesos

NOTA: “L” representa el número de línea. Por ejemplo, L5 representa la línea 5 de los parámetros fijados.

$$S_{\text{útil canal}} = \left(\frac{\left(\frac{L12}{3600} \right)}{L4} \right) \cdot \left(\frac{(L7+L6)}{L7} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{L10}{100}} \right) \cdot \text{sen} \left(\frac{L9 \cdot 2\pi}{360} \right) \quad (7.3)$$

7.2.3 Dimensionado del canal de la reja de finos

Nº línea	Parámetro	Valor
1	Caudal de diseño (m ³ /h)	8,25
2	Caudal máximo (m ³ /h)	14,85
3	Caudal mínimo (m ³ /h)	2,48
4	Velocidad de paso entre barrotes a caudal de diseño con reja sucia (m/s)	0,1
5	Número de líneas de desbaste	1
6	Espesor de los barrotes (mm)	6
7	Paso libre entre barrotes (mm)	10
8	Resguardo del canal (m)	0,3
9	Ángulo de inclinación de los barrotes (grados)	60
10	Máxima colmatación entre dos limpiezas (%)	30
11	Relación profundidad útil/anchura del canal	1
12	Metros cúbicos de residuos por 1000 m ³ de agua residual a caudal de diseño	0,005
13	Metros cúbicos de residuos por 1000 m ³ de agua residual con tormenta	0,05

Tabla 7-3. Parámetros fijados para el dimensionado de la reja de finos

DIMENSIONADO DE LA EDAR SELECCIONADA.

Nº línea	Parámetro	Valor	Ecuación
14	Caudal de diseño por línea (m ³ /h)	8,25	L1/L5
15	Caudal máximo por línea (m ³ /h)	14,85	L2/L5
16	Superficie útil de canal (m ²)	0,05	Ecuación 7.4
17	Velocidad de paso entre barrotes a caudal de diseño con reja limpia (m/s)	0,07	(L4*((100-L10)/100))
18	Velocidad de paso entre barrotes a caudal máximo con reja limpia (m/s)	0,13	(L17*(L15/L14))
19	Velocidad de paso entre barrotes a caudal máximo con reja colmatada (m/s)	0,18	(L4*(L15/L14))
20	Velocidad de aproximación por el canal a caudal de diseño (m/s)	0,05	(L14/3600)/L16
21	Velocidad de aproximación por el canal a caudal mínimo (m/s)	0,02	((L3/L5)/3600)/L16
22	Anchura del canal (m)	0,21	(L16/L11) ^{0,5}
23	Profundidad útil del canal (m)	0,21	(L14/L20)
24	Profundidad total del canal (m)	0,51	(L14/L20)+L8
25	Producción normal de residuos (m ³ /d) (gruesos + finos)	0,0010	(L1*L12*24)/1000
26	Producción máxima de residuos con tormenta (m ³ /d) (gruesos + finos)	0,0007	(L2*L13)/1000

Tabla 7-4. Parámetros calculados para la reja de finos

$$S_{\text{útil canal}} = \left(\frac{\left(\frac{L14}{3600} \right)}{L4} \right) \cdot \left(\frac{(L7+L6)}{L7} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{L10}{100}} \right) \cdot \text{sen} \left(\frac{L9 \cdot 2\pi}{360} \right) \quad (7.4)$$

7.2.4 Sistema de limpieza de rejás

Este apartado tiene una gran trascendencia. Las rejás deben mantenerse en un correcto estado de limpieza, pues los sólidos por ellas retenidos disminuyen la sección útil del sistema, aumentando con ello la velocidad entre rejás y por consiguiente la pérdida de carga.

En la imagen 7.5 se observa la pérdida de carga característica para rejás de 1,5 cm (eje derecho) y 3,0 cm de luz (eje izquierdo), en función de la velocidad del agua a tratar y del grado de limpieza del sistema de rejás, considerándose como un nivel admisible de obturación un valor menor del 30%.

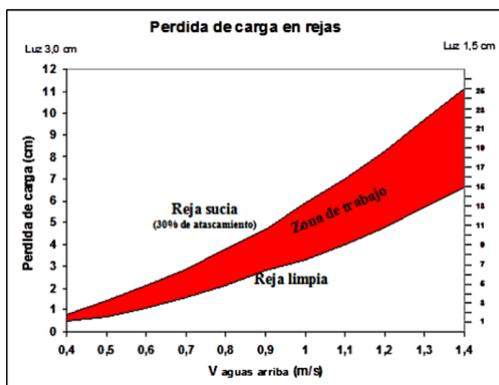


Ilustración 7-5. Pérdida de carga en las rejás en función del paso y de la velocidad de aproximación del agua

DISEÑO DE UN PROCESO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS PARA UNA PEQUEÑA POBLACIÓN. ESTUDIO COMPARATIVO.

El sistema de limpieza de rejas se trata de un peine o rasqueta que al desplazarse en la dirección del eje principal de las rejas, arrastra los sólidos por ellas retenidos, depositándolos en un contenedor o en un compactador de residuos.

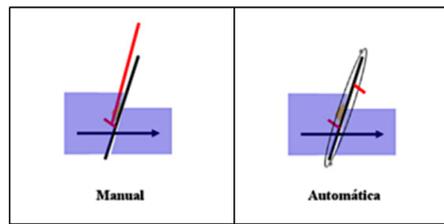


Ilustración 7-6. Sistemas de limpieza de rejas

Los sistemas de limpieza manual de rejas (ver imagen 7-7) suelen utilizarse para rejas gruesas, y en menor medida para medias y finas; pero siempre en aquellos casos en que el volumen de sólidos retenidos sea bajo y los costes de la mano de obra necesaria para la manipulación del sistema de limpieza sea asumible.

Las rejas de limpieza manual suelen presentar una inclinación con respecto a la horizontal de 45 a 70°, (en nuestro caso serán 60° según la tabla 7-1 para la reja de gruesos y 7-3 para la reja de finos), recogiendo los residuos en un contenedor de residuos sólidos. Generalmente dada la naturaleza de los objetos retenidos por las rejas (> 30% humedad, 50-55% materia orgánica, 15-20% materia inerte), los residuos eliminados tienen catalogación de RSU's (Residuos Sólidos Urbanos), y como tales deben ser tratados.

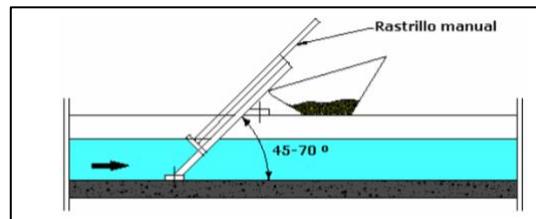


Ilustración 7-7. Esquema de un sistema de rejas manuales

El sistema de limpieza automática de las rejas está accionado de manera mecánica, utilizándose para ello peines accionados por cadena tractora (ver imagen 7-8). El automatismo de funcionamiento consiste en un temporizador (a intervalos de tiempo prefijados).

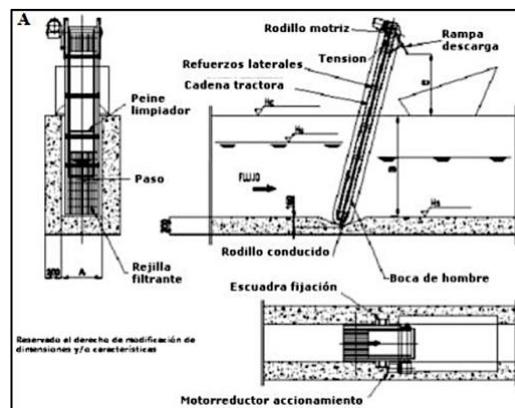


Ilustración 7-8. Sistema de rejas de limpieza automática

7.3 Desarenador - desengrasador

7.3.1 Desarenador estático de flujo horizontal

El desarenador es un sistema basado en la eliminación por sedimentación de sólidos de dimensiones superiores a 0,25 mm de diámetro esférico equivalente ($d_{ee} \equiv$ diámetro de una partícula de igual densidad que se comporta hidrodinámicamente como ella) y densidad de 2,65 kg/m^3 (materia inorgánica arrastrada por el agua). Consiste en un ensanchamiento de la sección del canal de forma que el tiempo de retención hidráulica sea suficiente para que se depositen las arenas en el fondo del mismo [imagen 7-9].

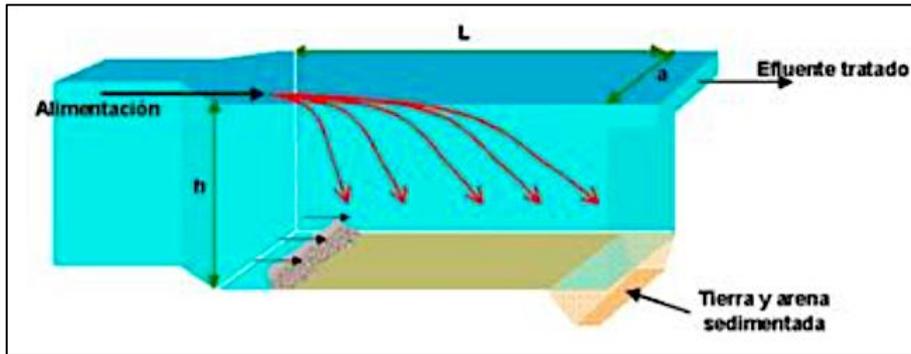


Ilustración 7-9. Esquema de un desarenador estático

7.3.1.1 Definición de parámetros generales del desarenador

- **Caudal de diseño ($Q_{\text{diseño}}$):** Caudal adoptado como base para el cálculo de los diferentes procesos. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.1 Caudal medio diario y caudal de diseño].
- **Caudal máximo ($Q_{\text{máx}}$):** Caudal máximo que es capaz de tratar la planta. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.2 Caudal máximo diario].
- **Velocidad de sedimentación (v_s):** Velocidad necesaria para que la partícula situada en la posición más desfavorable sedimente.
- **Velocidad de desplazamiento horizontal (v_h):** Velocidad a la que se desplazan horizontalmente las partículas. Es igual a la velocidad del fluido en el canal. En el diseño de desarenadores también hay que tener en cuenta evitar que las arenas depositadas puedan ser arrastradas por la corriente de agua. Debe ser inferior 0,06 m/s para evitar este efecto.

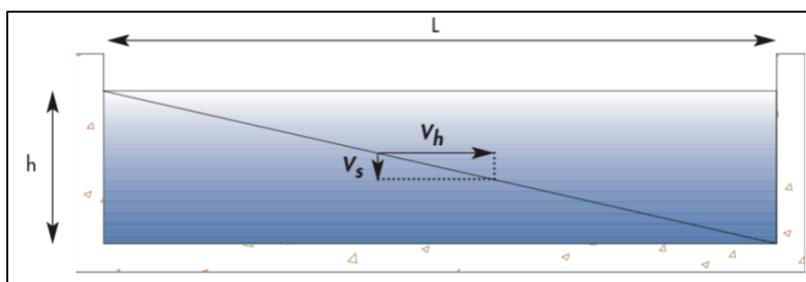


Ilustración 7-10. Movimientos de las partículas en el desarenado

DISEÑO DE UN PROCESO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS PARA UNA PEQUEÑA POBLACIÓN. ESTUDIO COMPARATIVO.

- **Tiempo de sedimentación (t_s):** tiempo suficiente para que una partícula que se encuentre en la posición más desfavorable en la zona de entrada (en el plano superior) llegue al fondo.
- **Tiempo de residencia unitario a caudal máximo (t_r):** tiempo que tarda el flujo de agua en atravesar por el canal desarenador.

Para que la partícula alcance el fondo del desarenador se debe cumplir que $t_s < t_r$. En el límite, igualando t_s a t_r , se obtiene la mínima velocidad o carga hidráulica que debe tener una partícula para que, entrando en la posición más desfavorable, quede retenida.

- **Carga hidráulica (C_h):** Es la eficiencia de un desarenador medida como función del tamaño mínimo de partícula que va a separar. Es proporcional al caudal de agua a tratar e inversamente proporcional a la superficie de la lámina de agua de dicho desarenador y viene dada en $m^3/m^2 \cdot s$.

El valor de carga hidráulica para las partículas de tamaño igual o mayor al de las arenas ($\varnothing \geq 0,25$ mm) es superior a $0,03m^3/m^2 \cdot s$; teniendo en cuenta que la materia orgánica comienza a depositarse por debajo de los $0,04m^3/m^2 \cdot s$, se comprende que para obtener una completa eliminación de las arenas, estas estarán parcialmente mezcladas con materia orgánica sedimentable fácilmente putrescible y que puede favorecer la proliferación de organismos patógenos, lo cual hace que en vez de ser RSI's pasen a ser Residuos Tóxicos y Peligrosos (RTP's).

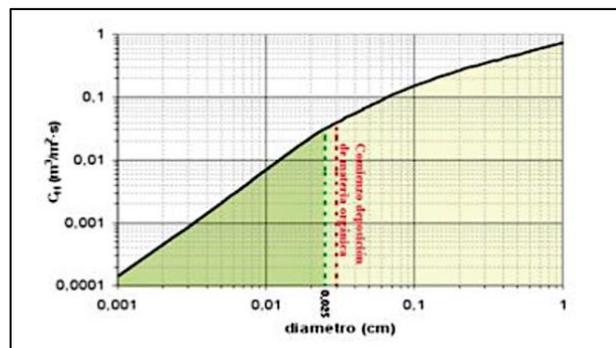


Ilustración 7-11. Relación entre tamaño de partícula depositada y carga hidráulica

- **Metros cúbicos de arena por cada 1000 metros cúbicos de agua residual a caudal de diseño:** metros cúbicos de arena y residuos que se recogerán en el desarenador por cada 1000 metros cúbicos de agua residual que atraviesa el desarenador cuando el caudal tratado coincide con el caudal de diseño.

Rango usual para este parámetro: 0,004 a 0,2

Valor recomendado para este parámetro: 0,02

- **Metros cúbicos de arena por 1000 metros cúbico de agua residual con tormenta:** metros cúbicos de arena y residuos que se recogen en el desarenador por cada 1000 metros cúbicos de agua residual que atraviesa el desarenador cuando hay tormenta.

Rango usual para este parámetro: 1 a 3

DIMENSIONADO DE LA EDAR SELECCIONADA.

- **Producción normal de arena seca:** metros cúbicos de arena que se recogerán por hora cuando el caudal tratado coincida con el caudal de diseño.
- **Producción máxima de arena y residuos secos con tormenta:** metros cúbicos de arena y residuos que se recogen por hora cuando el caudal tratado coincida con el caudal máximo y se produzca un aporte de agua en los colectores proveniente de escorrentía superficial del agua de lluvia. Esta circunstancia suele incrementar sustancialmente la cantidad de arena y residuos durante un periodo corto.

7.3.1.2 Dimensionado del desarenador

Nº línea	Parámetro	Valor
1	Caudal de diseño (m ³ /h)	8,25
2	Caudal máximo (m ³ /h)	14,85
3	Número de líneas de desarenado	1
4	Velocidad de flujo horizontal (m/s)	0,15
5	Velocidad de sedimentación (m/s)	0,017
6	Tiempo de residencia unitario a caudal máximo (min)	1
7	Tiempo de sedimentación (min)	0,5
8	Carga hidráulica (m ³ /m ² .s)	0,03
9	Longitud / Anchura	3
10	Resguardo del canal (m)	0,3
11	Metros cúbicos de arena por 1000 m ³ de agua residual a caudal de diseño	0,02
12	Metros cúbicos de arena por 1000 m ³ de agua residual con tormenta	3
13	Rendimiento de eliminación de arenas (%)	100

Tabla 7-5. Parámetros de partida para el dimensionado del desarenador

Nº línea	Parámetro	Valor	Ecuación
14	Caudal de diseño por línea (m ³ /h)	8,25	L1/L3
15	Caudal máximo por línea (m ³ /h)	14,85	L2/L3
16	Longitud (m)	9,0	L4*L6*60
17	Profundidad útil (m)	0,5	L5*L7*60
18	Profundidad real (m)	0,8	L17 + L10
19	Anchura (m)	3,0	L16/L9
20	Superficie horizontal (m ²)	27,0	L16*L19
21	Superficie transversal (m ²)	1,5	L17*L19
22	Volumen unitario útil (m ³)	13,5	L16*L17*L19
23	Volumen unitario real (m ³)	21,6	L16*L18*L19
24	Producción normal de arena seca (m ³ /d)	0,004	(L1*L11*24)/1000
25	Producción máxima de arena seca con tormenta (m ³ /d)	0,045	(L2*L12)/1000

Tabla 7-6. Parámetros finales para el dimensionado del desarenador

7.3.2 Desengrasador

El canal desarenador diseñado en el apartado [7.3.1], funciona a modo de desengrasador, aunque no tenga un magnífico rendimiento, también posibilita la separación de los aceites e hidrocarburos del caudal recibido, ya que, como la densidad de estos compuestos es inferior a la del agua, estos ascenderán a la superficie, quedando retenidos en el canal y eliminados periódicamente por el operario encargado del mantenimiento.

Su eficiencia no será muy alta, ya que principal problema para el diseño de sistemas que eliminen eficientemente grasas y arenas simultáneamente, es que las velocidades características de desplazamiento de ambos tipos de sustancias es diferente, siendo unas diez veces más rápido el desplazamiento de las arenas que el de las grasas.

Los tiempos de retención hidráulica óptimos para la eliminación de arenas, son insuficientes para separar las grasas presentes en el agua, y por el contrario si se aumenta el t_r hasta valores que permitan una separación eficiente de las grasas, la cantidad de materia orgánica depositada junto con las arenas es muy importante; el residuo sólido retirado del fondo de la balsa dejaría de ser considerado como RSI para ser un RTP.

Dado que el contenido en grasas de las aguas de la población no es muy elevado, se prescinde de un sistema de desengrasado optimizado, ahorrándonos, por tanto, el gran consumo que acarrea la inversión y el consumo eléctrico de una soplante, es decir, un sistema para insuflar aire con el fin de acelerar la velocidad ascensional de las grasas para igualarla a la de caída de las arenas.

7.4 Tanque Imhoff

El dimensionado de las zonas de decantación y de digestión se lleva a cabo en función de criterios diferentes, siguiendo para ellos la guía de (Guía para el diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales).

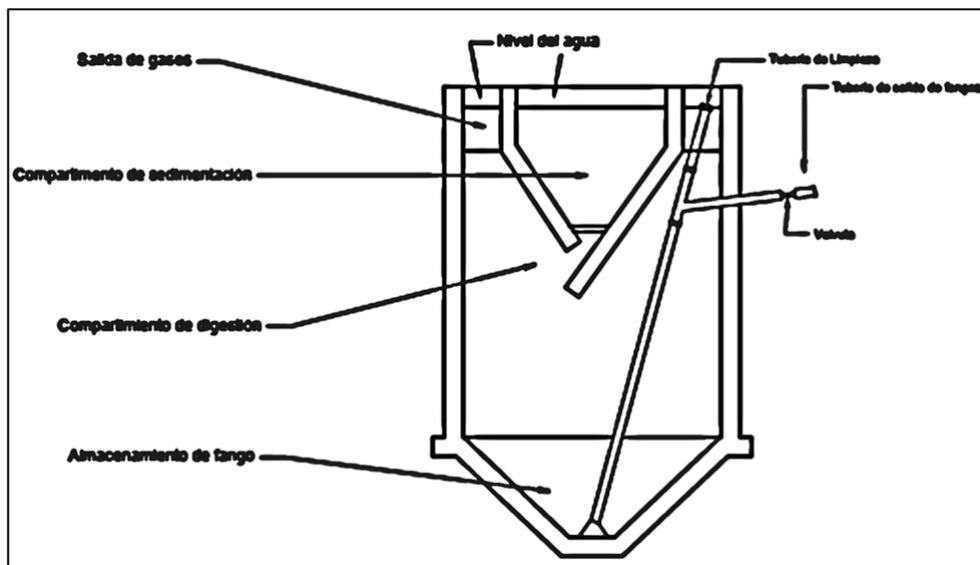


Ilustración 7-12. Esquema estructural general del tanque Imhoff

7.4.1 Definición de parámetros generales del tanque Imhoff

- **Caudal de diseño ($Q_{\text{diseño}}$):** Caudal adoptado como base para el cálculo de los diferentes procesos. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.1 Caudal medio diario y caudal de diseño].
- **Caudal máximo ($Q_{\text{máx}}$):** Caudal máximo que es capaz de tratar la planta. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.2 Caudal máximo diario].
- **Tiempo de retención hidráulico:** Tiempo medio que permanecerá el agua residual en la zona de decantación cuando el caudal tratado coincide con el caudal de diseño.
- **Carga superficial:** Criterio seguido para determinar la superficie de la zona de decantación. Es función de la velocidad de sedimentación de las partículas.
- **Volumen de la zona de decantación:** Volumen de la cámara encargada de realizar la sedimentación dentro del tanque Imhoff.
- **Factor de capacidad relativa:** Parámetro que nos permite estimar el volumen de la zona de sedimentación. Varía en función de la temperatura de diseño, que en este caso son 0 °C.
- **Volumen de la zona de digestión:** Volumen de la cámara encargada de la realizar el almacenamiento y la digestión de los lodos generados del tanque Imhoff.

7.4.2 Dimensionado de la zona de decantación

Nº línea	Parámetro	Valor
1	Caudal de diseño (m^3/h)	8,25
2	Caudal máximo (m^3/h)	14,85
3	Carga superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$)	24
4	Tiempo de retención hidráulico (h)	1,5
5	Longitud/anchura	3
6	Pendiente zona inferior en forma de prisma triangular (grados)	60

Tabla 7-7. Parámetros de partida para el dimensionado de la zona de decantación

Nº línea	Parámetro	Valor	Ecuación
7	Área cara superior decantador (m^2)	14,85	$(L2*24)/L3$
8	Volumen decantador (m^3)	22,28	$L2*L4$
9	Anchura decantador (m)	2,22	$(L7/3)^{0,5}$
10	Longitud tanque (m)	6,67	$L9*L5$
11	Altura zona inferior en forma de prisma triangular decantador (m)	1,93	$(L9/2)*\text{tg}(60)$
12	Volumen zona inferior en forma de prisma triangular decantador (m^3)	14,31	$0,5*L9*L10*L11$
13	Volumen zona superior decantador (m^3)	7,97	$L8 - L12$
14	Altura zona superior decantador (m)	0,54	$L13/(L9*L10)$
15	Altura total decantador (m)	2,46	$L11 + L14$

Tabla 7-8. Parámetros finales para el dimensionado de la zona de decantación

7.4.3 Dimensionado de la zona de digestión

Nº línea	Parámetro	Valor
1	Caudal de diseño (m ³ /h)	8,25
2	Caudal máximo (m ³ /h)	14,85
3	Población (h-e)	1100
4	Factor de capacidad relativa (m ³ /h-e)	2
5	Área cara superior decantador (m ²)	14,85
6	Espesores de las paredes del decantador (m)	0,25
7	Anchura del decantador (m)	2,22
8	Longitud tanque (m)	6,67
9	Anchura de zona libre al lado del decantador (m)	1
10	Pendiente zona inferior en forma de prisma triangular (grados)	15

Tabla 7-9. Parámetros de partida para el dimensionado de la zona de digestión

Nº línea	Parámetro	Valor	Ecuación
10	Volumen digestor (m ³)	154	$(70 \cdot L3 \cdot L4) / 1000$
11	Anchura digestor (m)	4,72	$L7 + 2 \cdot L6 + 2 \cdot L9$
12	Área cara superior digestor (m ²)	31,54	$L8 \cdot L11$
13	Área libre (m ²)	13,35	$2 \cdot L8 \cdot L9$
14	% Área libre	42,33	$L13 / L12$
15	Altura zona inferior en forma de prisma triangular digestor (m)	0,63	$(L11 / 2) \cdot \text{tg}(15)$
16	Volumen zona inferior en forma de prisma triangular digestor (m ³)	9,99	$0,5 \cdot L8 \cdot L11 \cdot L15$
17	Volumen zona superior digestor (m ³)	144,01	$L10 - L16$
18	Altura zona superior digestor (m)	4,57	$L17 / (L8 \cdot L11)$
19	Altura total digestor (m)	5,20	$L15 + L18$

Tabla 7-10. Parámetros finales para el dimensionado de la zona de digestión

7.4.4 Pautas de construcción del tanque Imhoff

El tanque se construirá de forma rectangular, con una relación longitud:anchura de 3:1.

Las paredes inferiores de la zona de sedimentación presentarán pendientes de 60 grados, sobresaliendo uno de los laterales unos 25 cm, con objeto de evitar la entrada de gases y fangos. La apertura de la conexión entre las zonas de decantación y de digestión será del orden de 25 cm. Desde la superficie líquida hasta la coronación de los tanques se dispondrá de una zona de resguardo de unos 50 cm.

Además, se dejará una tubería en la zona de digestión, para la extracción periódica de los fangos acumulados, siendo su diámetro de unos 25 cm. En nuestro caso, como el tanque Imhoff es de gran tamaño, el área de la zona de venteo de gases será del orden del 20% del área superficial total, con una anchura de unos 60 cm para permitir el paso de un hombre.

DIMENSIONADO DE LA EDAR SELECCIONADA.

Como el tanque será construido en hormigón las paredes presentarán espesores de unos 25 cm, recubiertos internamente de una capa de 5 mm poliuretano para evitar el ataque del ácido sulfúrico que se pueda formar a partir del sulfuro de hidrógeno liberado, contra el hormigón.

Para la implantación del equipo primario, se procederá a la excavación de un foso de profundidad igual a la suma de: la altura del equipo, del espesor de las capas de hormigón en las que descansará el equipo y del espesor de la capa entre el equipo y el nivel del terreno. Con relación a las dimensiones de este foso, entre sus paredes y el equipo a instalar debe quedar libre un espacio de 30 cm en todo el perímetro. En el fondo del foso excavado se construirá una losa de hormigón en masa de 20 cm de espesor, o de hormigón armado de 15 cm de espesor, debiendo presentar el hormigón una resistencia mínima de 175 kg/cm².

Una vez construida la losa del fondo se rellenará el foso, hasta una altura de 25 cm, con hormigón en masa, con una resistencia mínima de 100 kg/cm². Con este hormigón aún tierno, se procederá a la instalación del tanque Imhoff y se continuará rellenando el foso con hormigón en masa hasta cubrir un tercio del equipo.

El resto se rellenará con arena o gravilla fina lavada, cribada y libre de polvo, sin arcilla ni materia orgánica y totalmente libre de objetos pesados gruesos, que puedan dañar el depósito, y de una granulometría no inferior a 4 mm, ni superior a 16 mm. Para contrarrestar la presión externa del terreno sobre el depósito, conforme se rellena la excavación se irá llenando el tanque con agua. El espesor y naturaleza de la capa situada entre el equipo y la superficie del terreno será de arena con un espesor máximo de 50 cm.

Es importante destacar, que cerca de este equipo no se podrá encontrar a una distancia de 1 m en todo su perímetro ningún otro equipo que integra la EDAR, como medida de precaución ante una posible fuga.

Además, para evitar posibles contaminaciones, el tanque Imhoff deberá ubicarse siempre aguas abajo de los pozos y fuentes de agua potable cercanos, y, como mínimo, a una distancia de al menos 30 m (Hernández et al., 1995).

7.4.5 Rendimientos medios de depuración alcanzados

Parámetro	Entrada	Salida	Rendimiento de eliminación
SS (mg/l)	240	96	60%
DQO (mg O ₂ /l)	400	280	30%
DBO ₅ (mg O ₂ /l)	250	175	30%

Tabla 7-11. Rendimientos medios de depuración del tanque Imhoff

7.5 Filtros Intermitentes de Arena

El dimensionado del tratamiento secundario seleccionado se lleva a cabo siguiendo el (Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento para el Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Tratamientos no Convencionales).

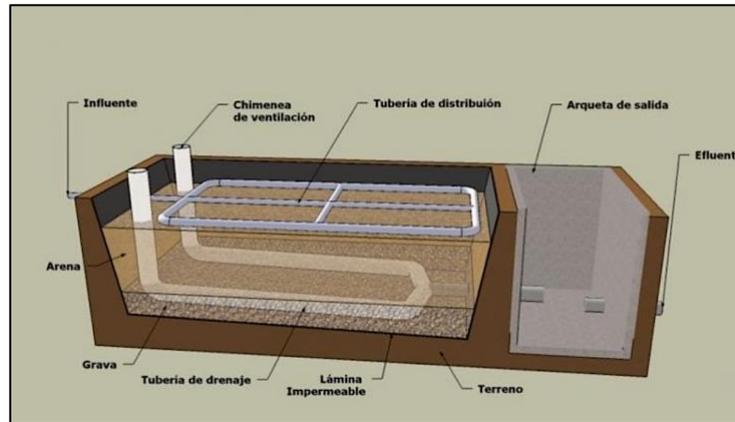


Ilustración 7-13. Esquema tridimensional de los componentes de un FIA tipo

7.5.1 Definición de parámetros generales de los FIAs, pozo de succión y equipo de bombeo

- **Caudal de diseño ($Q_{\text{diseño}}$):** Caudal adoptado como base para el cálculo de los diferentes procesos. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.1 Caudal medio diario y caudal de diseño].
- **Caudal máximo ($Q_{\text{máx}}$):** Caudal máximo que es capaz de tratar la planta. Este parámetro ha sido calculado anteriormente en el apartado [4.6.2 Caudal máximo diario].
- **Carga hidráulica ($l/m^2.d$):** cantidad de fluido con el que el material filtrante es capaz operar, sin llegar a colmatarse o inundarse. Valores recomendados: 40 a 120 $l/m^2.d$.
- **Nº filtros:** Número de sistemas de filtración de los que se dispone en la EDAR.
- **Área de filtración (m^2):** extensión de terreno requerida para llevar a cabo la filtración del afluente a tratar. Depende de la carga hidráulica.
- **Número de dosificaciones al día:** cantidad de filtraciones al día que el filtro tendrá que llevar a cabo, puesto que se trata de un sistema de limpieza de aguas discontinuo.
- **Número de tuberías laterales:** cantidad de tuberías que se encuentran acopladas a ambos lados de la tubería de suministro principal, es decir, la tubería por la que el influente asciende succionado del pozo por las bombas. Permiten canalizar el agua por las diferentes partes de la superficie del filtro.
- **Número de orificios por lateral:** cantidad de aberturas de las que dispone cada una de las tuberías laterales, permitiendo así, un suministro distribuido del caudal de agua a tratar en la superficie del filtro.
- **Número de drenes:** número total de tuberías encargadas de la recolección del agua filtrada.

7.5.2 Dimensionado del sistema de Filtración Intermitente de Arena

Nº línea	Parámetro	Valor
1	Caudal de diseño (m ³ /h)	8,25
2	Caudal máximo (m ³ /h)	14,85
3	Carga hidráulica (l/m ² .d)	100
4	Nº filtros	2
5	Relación longitud/anchura FIA	2
6	Número de dosificaciones al día (d ⁻¹)	24
7	Factor de caudal máximo horario (adimensional)	2

Tabla 7-12. Parámetros de partida para el dimensionado de los FIAs

Nº línea	Parámetro	Valor	Ecuación
8	Área de filtración (m ²)	1980,0	L1/L3
9	Tamaño del filtro (m ²)	990,0	L8/L4
10	Anchura del filtro (m)	22,2	(L9/L5) ^{0,5}
11	Longitud del filtro (m)	44,5	L10*L5
12	Profundidad del filtro (m)	1	-

Tabla 7-13. Parámetros finales dimensionales de los FIAs

Nº línea	Parámetro	Valor	Ecuación
13	Separación entre laterales (m)	0,6	-
14	Número de tuberías laterales	74	L11/L13
15	Número de orificios por lateral	19	L10/(2*L13)
16	Separación de orificios entre cada lateral (m)	0,6	-
17	Longitud de los laterales (m)	5,6	(L15*L16)/2
18	Número total de orificios	5500	2*L4*L14*L15
19	Coefficiente de descarga del orificio (m ² /h)	0,023	-
20	Carga en orificio (m)	3	-
21	Caudal por orificio (m ³ /min)	2,390	L19*(L20 ^{0,5})*60
22	Número de drenes	6	L10/4

Tabla 7-14. Parámetros finales del sistema de distribución de los FIAs

7.5.3 Dimensionado del pozo de succión y del equipo de bombeo correspondiente

Nº línea	Parámetro	Valor	Ecuación
23	Volumen de descarga (m ³)	0,6	L2/L6
24	Tiempo de descarga (min)	0,3	L23/L21
25	Volumen del pozo (m ³)	1,2	L23*L7
26	Profundidad del pozo (m)	3,0	-
27	Diámetro del pozo (m)	0,7	$((4*L25)/(PI*L26))^{0,5}$

Tabla 7-15. Parámetros finales dimensionales del pozo de succión

Para el cálculo de la potencia consumida por el equipo de bombeo y, por tanto, su selección, es necesario conocer las pérdidas de carga que la bomba ha de vencer para conseguir impulsar el caudal de agua hacia el Filtro Intermitente de Arena correspondiente.

Estas pérdidas de carga hacen referencia a la pérdida de energía que experimenta el caudal en metros. Es decir, en nuestra instalación todo el flujo de agua que se quiere depurar circula por gravedad, colocándose los equipos y canales con un desnivel.

Pero al llegar a los Filtros Intermitentes de Arena, la cosa cambia, puesto que necesitan ser alimentados de forma discontinua, succionando para ello agua desde un pozo.

Las pérdidas de carga en esta instalación estarán debidas a dos contribuciones:

- Profundidad del pozo de succión, que funciona a modo de depósito pulmón del tratamiento secundario, que como se puede ver en la tabla [7-15] es de 3 m.
- Pérdida de carga estimada en el sistema de distribución de agua de cada uno de los 2 FIAs, que como se puede ver en la tabla [7-14] es de 4 m.

En la siguiente tabla se muestran los parámetros utilizados en el cálculo de la potencia consumida por el equipo de bombeo.

Parámetro	Símbolo	Valor
Altura manométrica de diseño (m)	H _B	7
Rendimiento (%)	η	60
Peso específico del agua (N/m ³)	γ	9789
Caudal succionado (m ³ /h)	Q	8,25

Tabla 7-16. Parámetros del equipo de bombeo

$$P_{\text{bomba}} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_B}{\eta} = \frac{9789 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \cdot 8,25 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \cdot \frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \cdot 7\text{ m}}{0,6} = 261,7\text{ W} \quad (7.5)$$

DIMENSIONADO DE LA EDAR SELECCIONADA.

Como la instalación dispone de 2 bombas para posibilitar la alimentación discontinua y coordinada de ambos FIAs, la potencia total consumida asciende al doble.

$$P_{\text{total}} = 2 \cdot P_{\text{bomba}} = 523,4 \text{ W} \quad (7.6)$$

La bomba seleccionada es una bomba normalizada CLM32-160C 2.00CV 220V.

Se equiparán dos con variadores de frecuencia para optimizar el consumo energético, además que ambas funcionarán comandadas por un sistema de control compuesto por un temporizador para activar y desactivar el funcionamiento de cada una de las bombas, siempre que haya 1 m de profundidad de agua en el pozo, medido mediante un sistema de boyas .

Las características técnicas vendrán determinadas en el punto 3 de los anexos.

7.5.4 Pautas de construcción

En lo relativo al pozo de succión, se contruirá en hormigón, con espesores de pared de 0,25 m, y una solera cementada de 0,5 m.

Cada uno de los Filtros Intermitentes de Arena de esta instalación se construirán por excavación en el terreno, presentando valores de longitud y anchura similares.

Para favorecer la circulación de las aguas tratadas, a través de las tuberías de drenaje inferiores y hacia la zona de evacuación, el fondo de los filtros presenta una pendiente del orden del 0,1% hacia la salida. Los taludes suelen ser de unos 45°.

Tanto el pozo de bombeo como las soleras cementadas para ambos filtros serán construidas en hormigón, mientras que todo el sistema de canalizaciones y tuberías de alimentación deberán ser instaladas en acero inoxidable, preferentemente en acero AISI 316.

El espesor del sustrato filtrante será de 0,7 m. Como material filtrante se recurrirá a arenas, con un tamaño efectivo de 0,5 mm y un coeficiente de uniformidad <4. Las arenas deben estar lavadas y el porcentaje de partículas finas que pasen a través de un tamiz de 0,074 mm no debe superar el 3% en peso.

Para prevenir la posible impermeabilidad del suelo donde se va a ubicar el tratamiento, se instalarán láminas plásticas, siendo el espesor de estas de al menos de un milímetro, para evitar que puedan dañarse por los propios áridos que constituyen el sustrato filtrante. Asimismo, se recomienda recubrir estas láminas (por debajo y por encima) con láminas de geotextil de 300 g/cm².

El confinamiento debe quedar totalmente estanco, por lo que es necesario comprobar las soldaduras entre las láminas y el anclaje de las mismas al terreno.

Para favorecer la oxigenación del sustrato se conectarán a las tuberías de drenaje chimeneas verticales en profundidad, que sobresaldrán por encima del medio filtrante, y que ejercerán un efecto de tiro y renovación del aire presente en los drenes.

El efluente se aplica una única vez sobre el sustrato filtrante de cada filtro. Para optimizar la eficacia del sistema, la cantidad diaria de agua a aplicar a cada filtro se distribuye en 24

aplicaciones al día, siendo el volumen de la cámara de dosificación de 1,5 veces el caudal de aguas a tratar diariamente.

Para la colocación del sustrato en el interior de los filtros puede recurrirse a diversos métodos, tanto manuales como mecánicos, pero en todo caso se procurará no dañar la lámina impermeabilizante ni los sistemas de drenaje ni de ventilación.

El sistema de distribución del agua a tratar sobre el sustrato filtrante operará a presión ya que se recurre a bombeo, mediante 2 bombas comandadas por temporizador, de manera que permita la alimentación de uno mientras el otro está en reposo o terminando de filtrar.

Los elementos de entrada al sistema se diseñarán de forma que la distribución del agua sea lo más uniforme posible. Para ello, se suele recurrir al empleo de tuberías perforadas, que descargan las aguas por toda la superficie del filtro, sobre la que descansan.

Habitualmente, las tuberías de alimentación presentan un diámetro de 32 mm, con una separación entre las mismas de 0,6 m. Estas tuberías cuentan con orificios de 3 mm de diámetro, separados entre sí 0,6 m, por lo que optará por estas medidas en nuestra EDAR.

Para minimizar la posible obstrucción de los orificios, éstos se sitúan en la parte superior de las tuberías de distribución, si bien, para vaciar las tuberías entre dosificaciones de la alimentación, uno de cuatro orificios se orienta hacia abajo. Además, las tuberías de alimentación se dotan de válvulas que permiten la limpieza de su interior mediante su vaciado.

Las aguas tratadas, tras atravesar verticalmente el sustrato filtrante, serán recogidas por un conjunto de tuberías de drenaje, de unos 100 mm de diámetro, dispuestas en el fondo del filtro, que descargan en la arqueta de salida. Las ranuras de las tuberías de drenaje deberán situarse hacia arriba, para evitar que los sólidos que van sedimentando en el interior de las tuberías puedan llegar a bloquear dichas ranuras. Estas tuberías estarán embutidas en una capa de grava, de unos 40 mm de tamaño, con lo que conseguiremos que el material filtrante no tapone las ranuras.

7.5.5 Rendimientos de eliminación

Parámetro	Entrada	Salida	Rendimiento de eliminación
SS (mg/l)	280	28,0	90%
DQO (mg O ₂ /l)	175	8,8	90%
DBO ₅ (mg O ₂ /l)	96	9,6	95%
NT (mg/l)	37	7,4	80%
PT (mg/l)	5	3,5	30%

Tabla 7-17. Rendimientos medios de depuración del sistema de FIAs

Como se puede observar, los rendimientos finales de depuración de esta planta piloto cumplen los límites de vertido, estando todas las concentraciones de los contaminantes estudiados por debajo de los límites exigidos, excepto para el fósforo, siendo de 3,5 mg/l cuando el límite se encuentra en 1 mg/l.

CAPÍTULO 9

ESTUDIO ECONÓMICO

8 ESTUDIO ECONÓMICO

8.1 Criterios económicos

Las pequeñas poblaciones suelen presentar limitados recursos económicos para la gestión del saneamiento y la depuración de las aguas residuales generadas en su municipio.

La mayor o menor capacidad económica y de gestión de una aglomeración depende de varios aspectos:

- Del tamaño de la población (pérdida del efecto de economía de escala)
- De su nivel económico.
- De la existencia de canon de saneamiento y un sistema organizado de gestión municipal

Es por ello, que en el proceso de selección de la tecnología más apropiada, es necesario tener en cuenta criterios de carácter económico. En concreto se han de considerar tanto los costes de explotación como los costes de implantación de cada una de las tecnologías.

Es importante tener en cuenta la mayor relevancia de los costes de explotación frente a los de implantación. Por un lado, la amortización de la instalación por habitante equivalente y año representa un valor relativamente bajo frente a los gastos de explotación. Por otro, hay que tener en cuenta que son en realidad los costes de explotación y no los de implantación los que han provocado el fracaso de muchas pequeñas instalaciones de depuración.

8.2 Costes de implantación

8.2.1 Presupuesto parcial: Material

En la siguiente tabla se expone una estimación del coste unitario de cada uno de los materiales instalados en la EDAR, así como el coste total:

Descripción	Coste unitario (€)	Unidades	Importe total (€)
Compuertas	860	6	5160
Reja de gruesos de limpieza manual	600	1	600
Reja de finos de limpieza manual	600	1	600
Reja de gruesos de limpieza automática	5600	1	5600
Reja de finos de limpieza automática	4800	1	4800
Bomba hidráulica elevadora	1300	2	2600
Caudalímetro electromagnético	1500	1	1500
Contenedor de residuos de 1 m ³	200	5	1000
COSTE MATERIAL TOTAL (€)			21860

Tabla 8-1. Precio de los materiales

8.2.2 Presupuesto parcial: Obra Civil

Realizadas las mediciones y aplicados sus precios unitarios, se estima en la siguiente tabla que las cantidades totales a las que asciende el presupuesto parcial de obra civil son:

Descripción	Importe total (€)
Obra de llegada	12666
Desbaste	14200
Desarenador-desengrasador	21678
Línea de agua incluido by-pass	20153
Tanque Imhoff	264000
Pozo de bombeo	7600
Filtros Intermitentes de Arena	577500
Canalización	10136
Equipamiento eléctrico	16270
Alumbrado	10873
Caseta	9000
COSTE OBRA CIVIL TOTAL (€)	964076

Tabla 8-2. Precio de la obra civil

8.2.3 Presupuesto general

Descripción	Importe total (€)
Material	21860
Obra Civil	964076
Seguridad e Higiene	9990
6% Beneficio Empresarial	57845
21% I. V. A.	221292
TOTAL PRESUPUESTO GENERAL (€)	1275062

Tabla 8-3. Precio general de la obra

Asciende el presupuesto general a la expresada cantidad en euros de UN MILLÓN DOSCIENTOS SETENTA Y CINCO MIL SESENTA Y DOS.

Es importante recalcar que los criterios económicos en los que se fundamenta el presupuesto se tratan de una estimación llevada a cabo mediante el uso de diferentes herramientas bibliográficas, como se explica a continuación.

Los costes materiales principalmente se han obtenido después de contrastar diferentes páginas webs de suministros industriales, como es el caso de (Traxco) y (Electrobombas.es).

En cambio, el cálculo del presupuesto de obra civil ha sido más complejo, realizándose una extrapolación en función de la capacidad nominal de la EDAR para la Obra de Llegada y todo el Pretratamiento a partir de (Diseño y Cálculo de la Obra de Llegada y Pretratamiento de una EDARU).

Por otra parte, tanto el tratamiento primario como el secundario se han estimado mediante el producto entre la población del municipio en habitantes equivalentes y el coste por h-e del Tanque Imhoff y de los Filtros Intermitentes de Arena, sacados de (Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones).

Por último, todos los costes de obra civil restantes como canalizaciones, equipamiento eléctrico o alumbrado entre otros, se han estimado a través de (Precios de Edificación y Obra Civil en España).

8.3 Costes de explotación

Los costes de explotación de la etapa de desbaste dependerán en gran medida de si la limpieza es manual o automática. En esta instalación la limpieza automática gobierna la etapa de desbaste, puesto que la limpieza manual tan solo funciona en caso de colmatación o mantenimiento como canal de desbaste auxiliar.

Con limpieza automática no se requiere la presencia continua de operario, pero el mantenimiento es más complejo y costoso, debido a las periódicas revisiones del sistema automático de limpieza de las rejillas, tanto de gruesos como de finos. Además, el residuo generado es eliminado como un residuo urbano.

En cuanto al desarenado y desengrasado el mantenimiento se reduce a la limpieza periódica de las arenas y grasas generadas.

Por otra parte, se puede estimar el coste del tratamiento primario instalado, es decir, del Tanque Imhoff, en torno a 10 €/h-e. año.

Mientras que el mayor coste de explotación se puede atribuir al tratamiento secundario instalado, en este caso, los Filtros Intermitentes de Arena, estimándose en torno a 30 €/h-e. año.

CAPÍTULO 9

PLANIFICACIÓN

9 Planificación

El Plan de Obra que se concreta en los apartados siguientes, debe considerarse como una propuesta orientativa, que será desarrollada y convenientemente justificada por la empresa Contratista adjudicataria de las obras.

Para lograrlo, se ha realizado una primera identificación de las diferentes actividades que componen el proyecto, obteniendo la medición empleada en cada una de ellas y, de esta manera, determinar los diferentes equipos mecánicos y humanos más acordes para conseguir un elevado rendimiento en la ejecución de las diferentes unidades de obra contempladas.

El siguiente paso consiste en determinar el procedimiento constructivo que fijará la secuencia de trabajo, para las diferentes actividades en las que se ha descompuesto la totalidad de la obra.

Se definen así, una serie de actividades conformadas por una o varias unidades de obra, que reflejan las distintas operaciones necesarias para la ejecución de la misma, fijando para cada una de ellas la duración resultante en función de los rendimientos considerados en la justificación de precios y del número de equipos previstos, así como las relaciones existentes con las restantes.

Por último, el resultado de plasmar sobre calendario las fases comentadas, queda reflejado en un Plan de Obra que determina el plazo de ejecución previsto.

No obstante, para conseguir un reflejo del Plan de Obra a la realidad de la misma, se definen unos coeficientes de ponderación, como consecuencia de las afecciones climatológicas que se pueden dar en las obras.

Finalmente cabe reseñar que para una mayor seguridad en el cumplimiento de los plazos indicados para las obras objeto del proyecto, para cada una de las distintas actividades analizadas se han tomado rendimientos menores, por lo que no sería extraño que se consigan producciones con un rendimiento superior, en condiciones no adversas para la ejecución de los trabajos.

9.1 Calendario y jornada laboral

Se ha tenido en cuenta la existencia de fiestas nacionales, autonómicas y locales en el calendario laboral sobre el que se ha realizado la planificación.

La jornada laboral se ha considerado de 8 horas útiles de trabajo, con cinco días de trabajo semanal. Se estima un período medio de 22 días laborables por mes de ejecución.

Este calendario laboral y el establecimiento de la jornada laboral han servido como base para la elaboración del plan de trabajos con el fin de obtener un plazo de ejecución de las obras lo más ajustado a la realidad.

Este plazo de ejecución de las obras se considera teórico, ya que se ve afectado por retrasos ocasionados debido a inclemencias de tipo meteorológico. Con el fin de considerar en la programación de las obras los días de climatología adversa, se ha tenido en consideración unos coeficientes de reducción a aplicar a los días laborables y que han de determinarse para cada una de las diferentes actividades en las que se ha considerado la obra.

PLANIFICACIÓN.

9.2 Plazo de ejecución

La aplicación de los procesos definidos en los puntos anteriores para las diferentes actividades consideradas, junto a las duraciones calculadas para cada una de ellas, lleva a obtener el correspondiente plan de trabajos.

Para la ejecución de las obras proyectadas y de acuerdo con el Programa de Trabajos, se estima suficiente un plazo de doscientos veinte días (220)

Tarea	Fecha de inicio	Duración total (días)	Fecha de fin
Movimiento de tierras	1/4/21	30	30/4/21
Obra civil	26/4/21	90	28/7/21
Equipamiento	29/7/21	30	29/8/21
Equipamiento electromecánico	30/8/21	30	29/9/21
Equipos eléctricos	30/9/21	24	22/10/21
Automatización	23/10/21	15	7/11/21
Puesta en marcha y pruebas de funcionamiento	8/11/21	31	8/12/21
Seguridad e Higiene	1/4/21	252	8/12/21

Tabla 9-1. Plan de ejecución

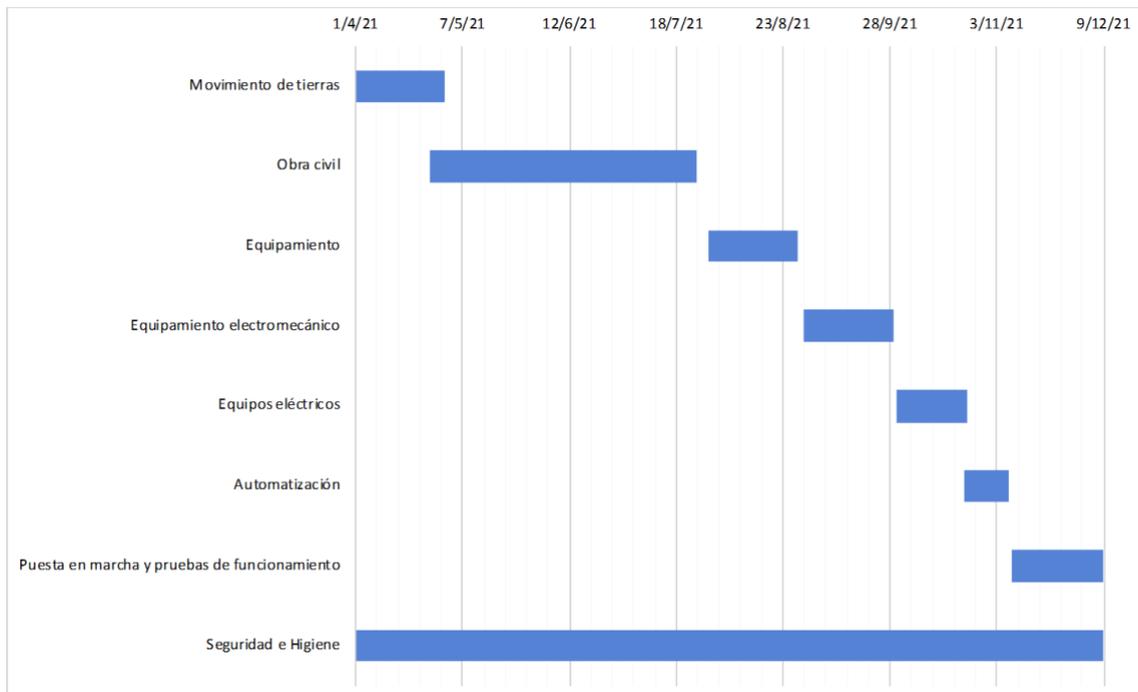


Gráfico 9-1. Diagrama de Gantt del plan de ejecución

CAPÍTULO 10

IMPACTO AMBIENTAL

10 IMPACTO AMBIENTAL

10.1 Impactos ambientales de la EDAR

10.1.1 Impacto visual

La mayor parte de la estructura de los canales de desbaste y de la etapa de desarenado se dispone enterrada, siendo pequeña la proporción que sobresale del nivel del suelo, por lo que los impactos visuales de la etapa de pretratamiento son muy limitados.

Por otra parte, tanto el tanque Imhoff como sendos Filtros Intermitentes de Arena, se encuentran instalados subterráneamente, por lo que, el impacto visual es mínimo.

Tan solo se podrá apreciar durante la etapa de construcción, durante la cual será necesario realizar diferentes excavaciones.

10.1.2 Impacto olfativo

Los residuos extraídos de las rejillas de desbaste pueden llegar a generar olores desagradables si no se retiran con la frecuencia necesaria en los contenedores empleados para su recogida.

Del mismo modo, las arenas y grasas pueden contener residuos orgánicos, por lo que igualmente pueden desprender olores desagradables si no son retiradas periódicamente.

También, pueden producirse olores en el pretratamiento si el agua llega en condiciones sépticas, como consecuencia de colectores de gran longitud y, principalmente, en los momentos más calurosos del año.

Con objeto de minimizar estos impactos de carácter olfativo, se puede plantear la construcción de un pequeño edificio a modo de caseta para albergar los contenedores de recogida de los rechazos del desbaste, las arenas y las grasas.

Al recurrir la etapa de tratamiento primario a la implantación de un tanque Imhoff, se generarán impactos olfativos en las inmediaciones de este, como consecuencia de los gases que escapan de las mismas y en los que se encuentran compuestos azufrados. Pudiéndose estos impactos minimizar mediante el empleo de filtros de carbón o de turba, dispuestos en las chimeneas de venteo.

10.1.3 Impacto sonoro

En lo relativo al impacto sonoro, tan solo tendremos ruido procedente de los equipos de pretratamiento de limpieza automática, así como de las bombas instaladas en el pozo de bombeo, que alimentan a los 2 Filtros Intermitentes de Arena. Dada la escasa potencia necesaria, los impactos sonoros serán de muy baja cuantía.

En las etapas del pretratamiento de limpieza manual el impacto sonoro es nulo, como consecuencia de la ausencia de equipos electromecánicos en el by-pass.

10.2 Producción de residuos

En la etapa de desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias, se estima la producción de residuos (CEDEX, 2007a) como sigue a continuación:

- Para rejillas de gruesos con una separación de barros de 30 mm en torno a 2,5 l/h-e.año.
- Para rejillas de finos con una separación de barros de 10 mm en torno a 15 l/h-e.año.

La acumulación de arenas en la etapa de desarenado es muy variable, en función del tipo de saneamiento, de las características de la zona servida, como son el estado de los colectores y del pavimento, de los periodos de lluvias, etc., oscilando esta producción entre (CEDEX, 2007a):

- En sistemas unitarios: 8-80 litros/100 m³ agua residual traduciéndose a unos 10-30 l/h-e.año.
- En sistemas separativos: 6-20 litros/100 m³ agua residual, que equivale a unos 5-10 l/h-e.año.

A efectos de diseño de los equipos de bombeo, transporte y almacenamiento de las arenas, se utilizan valores de producción de arenas más altos, para disponer de un mayor margen de seguridad (CEDEX, 2007a):

- En sistemas unitarios: 50 l /m³ agua residual.
- En sistemas separativos: 5 l /m³ agua residual.

En cuanto al tratamiento primario, en este caso, del tanque Imhoff, la producción de fangos se estima en unos 150-250 l/h-e.año.

10.3 Gestión de los fangos producidos

En el tratamiento de las aguas residuales se generan unos subproductos conocidos como fangos, en los que se concentra una parte importante de la contaminación eliminada de las aguas, y cuyo tratamiento y evacuación son complejos y costosos.

Los fangos generados en la EDAR presentan una elevada componente orgánica, por lo que son susceptibles de entrar en putrefacción y de provocar un decaimiento en la calidad de los efluentes tratados, además de producir malos olores.

Estos hechos, unidos a que en los fangos quedan retenidos una gran cantidad de organismos patógenos, y a las cada vez más restrictivas condiciones de reutilización y vertido de los mismos, hacen que se tengan que tomar medidas más eficientes en la gestión de estos subproductos, otorgándole la importancia que se merece.

10.3.1 Descripción de los fangos generados

Genéricamente, los fangos generados se clasifican en fangos primarios y fangos secundarios. Los fangos secundarios son los sólidos procedentes de los reactores biológicos, que son separados en el clarificador secundario.

El tratamiento secundario seleccionado, aunque no se trate de un reactor, es un proceso biológico en el si que se formarán fangos, y además cada cierto tiempo habrá que retirar los que se quedan en la parte superior del filtro de arena, vertiéndolos al Tanque Imhoff para conseguir una mayor estabilización.

La mayor parte de los fangos producidos en equipos primarios de depuración son residuos pesados, con un contenido de materia orgánica del 60 al 70 % aproximadamente y, debido a su tamaño, de asimilación microbiana lenta.

En pequeñas estaciones de depuración como la de este Trabajo de Fín de Grado es posible encontrar un tipo de fangos algo diferente, que son los generados en sistemas de Decantación-Digestión, siendo en nuestro caso el Tanque Imhoff.

Estos fangos, a diferencia de los fangos primarios anteriormente mencionados, se caracterizan por estar altamente digeridos y mineralizados, presentando un contenido en sólidos volátiles inferior al 50%, al permanecer en el reactor durante un prolongado periodo de tiempo, mínimo unos 6 meses en Tanques Imhoff.

La composición y la cantidad de este tipo de fangos dependen, entre otros factores, de la frecuencia y la manera de llevar a cabo el vaciado de estos sistemas. A modo de ejemplo, en la Tabla [10-1] se recoge la composición media de los fangos generados en un Tanque Imhoff tras cinco años de operación continua.

Punto de toma de muestra en el manto de fangos	% Materia Mineral	% Materia Volátil
Superficie	60%	40%
Intermedia	68%	32%
Fondo	72%	28%
Muestra compuesta	67%	33%

Tabla 10-1. Composición del manto de fangos

Se puede concluir, por tanto, que los fangos generados en la estación de tratamiento de aguas residuales presentan las siguientes características:

- Un elevado porcentaje de agua, en torno al 95-99%, por lo que ocupan un volumen importante y son de difícil manipulación.
- Una alta concentración de materia orgánica, menor si los fangos son generados en sistemas de decantación-digestión, de los que salen estabilizados. Como se puede observar en la tabla [10-1] donde el porcentaje de materia volátil del fondo es muy baja.
- Una gran cantidad de organismos patógenos, causantes de enfermedades.

10.3.2 Gestión de fangos en pequeñas poblaciones.

Independientemente del destino final de los fangos, como pueden ser fines agrícolas, valorización energética o depósito en vertedero, éstos deben ser previamente tratados.

El tratamiento de los fangos está dirigido a:

- La reducción de su contenido en agua.
- La estabilización de la materia orgánica, para evitar problemas de fermentación y putrefacción.
- Conseguir una textura adecuada para que los fangos resulten manejables y transportables.
- La reducción de los organismos patógenos.

Para alcanzar el primero de los objetivos propuestos, es necesario someter a los fangos a una etapa de deshidratación o secado. En el caso de la estabilización, ésta puede realizarse por vía química (adición de cal) o biológica (digestión aerobia o anaerobia).

Para evaluar el grado de estabilización alcanzado existen varios métodos propuestos por la US EPA (1992) y la WEF/IWA (2002):

- Digestión adicional de un fango digerido anaeróbicamente: se basa en la medida de la reducción de SV adicional en un fango previamente estabilizado, sometido durante 40 días a condiciones de anaerobiosis, sin carga ni descarga, y en un rango de temperatura entre 30 y 37°C. Si la reducción adicional de SV no supera el 17% se considera que el fango está estabilizado.
- Digestión adicional de un fango digerido aeróbicamente: se basa en la medida de la reducción de SV adicional en un fango previamente estabilizado, sometido durante 30 días a una digestión aerobia de fangos, sin carga ni descarga, a una temperatura de 20°C. Se considera que el fango está estabilizado si la reducción en SV no supera el 15%.
- Tasa específica de consumo de oxígeno (SOUR): aplicable a fangos digeridos aeróbicamente con un contenido en sólidos igual o inferior al 2%. Valores de SOUR superiores a 240 mg O₂/g SV.d son característicos de un fango activo sin estabilizar, considerando que el fango se encuentra estabilizado cuando el SOUR es inferior a 48 mg O₂/g SV.d.

CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS

11 CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS

11.1 Conclusiones

A partir del dimensionado de la planta piloto propuesta en este Trabajo de Fin de Grado se han obtenido las siguientes conclusiones:

- La EDAR no cumple con los límites de vertido exigidos para el fósforo (PT), siendo el límite exigido de 1 mg/l y de 3 mg/l el obtenido. De manera que tendrá que implementarse un tratamiento terciario con el que se corrija ese exceso de concentración de fósforo en el efluente de la planta piloto, como podría ser un humedal artificial HAFSs horizontal, manteniéndose por tanto el uso de tecnologías extensivas, con una buena integración en el medio rural.
- El resto de materia contaminante si cumple con los límites de vertido exigidos, consiguiendo eficacias de depuración totales por encima del 95% en el caso de DQO y DBO₅, del 88% para SST y del 78% para NT.
- Dimensionalmente, debido a la implementación de Filtros Intermitentes de Arena, que son tecnologías extensivas, y que de por sí, como su nombre indica requieren una mayor extensión por habitante equivalente que cualquier tecnología intensiva; se ha tratado de encontrar un buen equilibrio entre la carga hidráulica con la que trabaja cada uno de los filtros que es de 100 l/m².d, la eficacia de depuración permitiendo un correcto funcionamiento del sistema y la superficie de filtración requerida para cada uno de los filtros diseñados, que es de 990 m².
- El coste total es de 1.275.062 €. A priori, se puede pensar que es un coste elevado, pero si se tiene en cuenta que la vida útil de la planta es de 20 años para un municipio con una población de 1100 habitantes, los costes anuales para cada habitante de Quintanilla de Onésimo serán de 57,96 €. De manera que, junto con los bajos costes de explotación y mantenimiento, supondrán unos pagos razonables para cada habitante de este municipio anualmente.
- A nivel ambiental, los impactos producidos por la planta serán mínimos, destacándose los posibles malos olores de los fangos producidos si no se gestiona correctamente su estabilización, extracción y traslado. A nivel visual, tendrá una correcta y discreta integración paisajística, mientras que, a nivel sonoro, los equipos electromecánicos no generarán ruidos excesivos que puedan afectar a la fauna del entorno.

11.2 Líneas futuras

- Llevar a cabo un estudio de topográfico del medio en el que se quiere implantar la EDAR.
- Estudiar el comportamiento de otras dos plantas idénticas, diferenciándose tan solo en la tecnología secundaria extensiva empleada en ellas, y de esta forma, poder comparar los rendimientos alcanzados, la complejidad de dimensionado, la superficie real ocupada, los costes estimados de implantación y explotación, y el impacto ambiental generado.
- Simular el comportamiento hidráulico de la estación depuradora en algún programa específico de estudio de fluidos, consiguiendo, por tanto, cálculos y resultados más precisos.
- Realizar un análisis de rentabilidad (VAN, TIR) de la planta dimensionada.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

Ortega de Miguel, E. (CEDEX); Ferrer Medina, Y. (CEDEX); Salas Rodríguez, J.J. (CENTA); Aragón Cruz, C. (CENTA); Real Jiménez, Á. (CENTA). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. Edita Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Secretaría General Técnica, Gobierno de España.

Huertas, R. (CHD); Marcos, C. (CHD); Ibarguren, N. (Omicron-Amepo, S.A.); Ordás, Sergio (Omicron-Amepo, S.A.). Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones. Edita Confederación Hidrográfica del Duero (CHD).

Metcalf & Eddy. Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. P. (2000). McGraw Hill.

Hernández Muñoz, A.; Hernández Leheman, A.; Galán Martínez. Manual de depuración de URALITA. Sistemas para la depuración de aguas residuales en núcleos de hasta 20.000 habitantes. P. (2005). Editorial Paraninfo.

Isla de Juana, Ricardo. Proyectos de plantas de tratamiento de aguas: aguas de proceso, residuales y de refrigeración. P. (2005) Bellisco Ediciones, Madrid, edición 1.

UNATSABAR. Guía para el diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales. P. (2005). Lima.

Comisión Nacional del Agua. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento para el Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales municipales: Tratamientos no Convencionales. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, México DF.

Lequia. Universitat de Girona. Sistema de soporte a la decisión para la selección de los sistemas de tratamiento de aguas residuales para pequeños núcleos. PSARU 2002.

MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Depuración por lagunaje de aguas residuales. Manual de operadores. P. (1991). Centro de Publicaciones del MOPT (Madrid).

CEDEX (2007a). Tema 2. Pretratamientos. XXV Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tomo I.

Fuentes Santos, A. Diseño y Cálculo de la Obra de Llegada y Pretratamiento de una EDARU. Departamento de Ingeniería Química. Universidad de Sevilla.

Design, installation, operation and experimentation of septic tank. UASB wastewater treatment system. Adhikari, J.R; Department of Mechanical Engineering, Kathmandu University, Nepal.

Zhongchen, Y; Haimeng, S; Qi, Z; Liu, Z; Weizhong, W. Nitrogen removal performance in pilot-scale solid-phase denitrification systems using novel biodegradable blends for treatment of waste water treatment plants effluent. Department of Environmental Science, College of Environmental Sciences and Engineering, Peking University, Beijing 100871, PR China.

BIBLIOGRAFÍA.

Traxco. En <https://www.traxco.es/tienda/caudalimetro-electromagnetico>. Última visita: 28 de enero de 2021.

Electrobombas.es. En <https://www.electrobombas.es/bombas-de-agua-de-superficie/865360-bomba-normalizada-cm-32-160c.html>. Última visita: 30 de enero de 2021.

Precios de Edificación y Obra Civil en España. En www.preoc.es. Última visita: 31 de enero de 2021

