

Trabajo Fin de Máster

Estudio y evaluación de alternativas para mejorar el proceso de tratamiento biológico por medio de humedales artificiales en la Estación Depuradora de Aguas Residuales Urbanas de Alcoblas (Valencia)

Intensificación: TRATAMIENTOS DE AGUAS

Autor:

JOYCE ADAMARIA OVIEDO RIVERA

Tutor:

DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

Cotutor/es:

DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

MIRIAM INMACULADA FERNANDEZ GONZALVO

SEPTIEMBRE, 2020



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Estudio y evaluación de alternativas para mejorar el proceso de tratamiento biológico por medio de humedales artificiales en la Estación Depuradora de Aguas Residuales Urbanas de Alcublas (Valencia)

Título del TFM en inglés: Study and evaluation of alternatives to improve the biological treatment process through artificial wetlands in the Urban Wastewater Treatment Plant of Alcublas (Valencia)

Título del TFM en Valenciano: Estudi i avaluació d'alternatives per a millorar el procés de tractament biològic per mitjà d'aiguamolls artificials en l'Estació Depuradora d'Aigües Residuals Urbanes d'Alcublas (València)

Alumno: JOYCE ADAMARIA OVIEDO RIVERA

Tutor: DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

Cotutor/es: DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

Cotutor externo: MIRIAM INMACULADA FERNANDEZ GONZALVO

Fecha de Lectura: Septiembre, 2020

Resumen

En español (máximo 5000 caracteres)

Alcublas, es un pequeño municipio situado en la Comarca de Los Serranos en la Provincia de Valencia (Comunidad Valenciana, España). Acorde a los registros de la Generalitat Valenciana y el Ministerio de Política Territorial y Función Pública, el municipio sobrelleva un aumento estacional poblacional de 628 habitantes (población base) y los 2437 habitantes a lo largo del año, esto se debe a que su población aumenta considerablemente en festividades municipales (como San Antón celebrada en el mes de enero y la Virgen de la Cueva Santa celebrada el primer fin de semana de Mayo), autonómicas y estatales; por lo cual el mayor aumento se produce en los meses estivales, concretamente en la segunda quincena de agosto, donde el municipio celebra las fiestas de verano.

Actualmente el municipio cuenta con una Estación Depuradora de Aguas Residuales Urbanas propia, ubicada en el término municipal de Andilla (localidad limítrofe). Dicha EDAR está conformada por un pretratamiento (tamizado y desengrasador) y un tratamiento secundario (tres celdas de lecho de turbas). Las aguas residuales resultantes del paso por la EDAR se vierten de forma indirecta a aguas subterráneas. Debido a la afluencia turística en la temporada de verano que se ha visto reflejada en los últimos años esto ha provocado que en numerosas ocasiones no cumpla con los

límites de vertidos establecidos por la Confederación Hidrográfica del Júcar al Barranco del Pozuelo (situado en el término municipal de Andilla). Tras ciertas actuaciones previas como el de modificar el lecho móvil del tratamiento biológico en el 2009, la Entidad Pública de Saneamiento de Aguas Residuales (EPSAR), ha licitado recientemente la redacción de un proyecto para la renovación de la actual EDAR, con lo cual esta pueda afrontar la carga residual a lo largo de todo el año.

El presente Trabajo Final de Máster consiste diseñar un sistema de tratamiento basado en humedales artificiales como tratamiento de aguas residuales para el municipio de Alcublas (Valencia), considerando la variación estacional de la población.

A partir del rango de población estimado, primero se determinará la caracterización del agua residual del municipio. Una vez determinado los datos del influente y la superficie disponible de la depuradora, se estudiarán diferentes alternativas y configuraciones de humedales artificiales intentando adaptar las infraestructuras actuales y considerando la disponibilidad de terreno municipal.

Finalmente, se elige la alternativa más viable basado en aspectos técnicos, como su fácil operación y mantenimiento, los costos estimados de construcción.

En valenciano (máximo 5000 caracteres)

Alcublas, és un xicotet municipi situat a la Comarca dels Serrans a la Província de València (Comunitat Valenciana, Espanya). Concorde als registres de la Generalitat Valenciana i el Ministeri de Política Territorial i Funció Pública, el municipi suporta un augment estacional poblacional de 628 habitants (població base) i els 2437 habitants al llarg de l'any, això es deu al fet que la seua població augmenta considerablement en festivitats municipals (com a Sant Antón celebrada el mes de gener i la Verge de la Cova Santa celebrada el primer cap de setmana de Maig), autonòmiques i estatals; per la qual cosa el major augment es produeix en els mesos estivals, concretament en la segona quinzena d'agost, on el municipi celebra les festes d'estiu.

Actualment el municipi compta amb una Estació Depuradora d'Aigües Residuals Urbanes pròpia, situada en el terme municipal d'Andilla (localitat limítrofa). Aquesta *EDAR està conformada per un pretractament (tamisat i desgreixador) i un tractament secundari (tres cel·les de llit de torbes). Les aigües residuals resultants del pas per la *EDAR s'aboquen de manera indirecta a aigües subterrànies. A causa de l'afluència turística en la temporada d'estiu que s'ha vist reflectida en els últims anys això ha

provocat que en nombroses ocasions no complisca amb els límits d'abocaments establits per la Confederació Hidrogràfica del Xúquer al Barranc del Pozuelo (situat en el terme municipal d'Andilla). Després de certes actuacions prèvies com el de modificar el llit mòbil del tractament biològic en el 2009, l'Entitat Pública de Sanejament d'Aigües Residuals (*EPSAR), ha licitat recentment la redacció d'un projecte per a la renovació de l'actual *EDAR, amb la qual cosa aquesta puga afrontar la càrrega residual al llarg de tot l'any.

El present Treball Final de Màster consisteix dissenyar un sistema de tractament basat en aiguamolls artificials com a tractament d'aigües residuals per al municipi d'Alcublas (València), considerant la variació estacional de la població.

A partir del rang de població estimat, primer es determinarà la caracterització de l'aigua residual del municipi. Una vegada determinat les dades del *influyente i la superfície disponible de la depuradora, s'estudiaran diferents alternatives i configuracions d'aiguamolls artificials intentant adaptar les infraestructures actuals i considerant la disponibilitat de terreny municipal.

Finalment, es tria l'alternativa més viable basat en aspectes tècnics, com la seua fàcil operació i manteniment, els costos estimats de construcció.

En inglés (máximo 5000 caracteres)

Alcublas, is a small municipality located in the Los Serranos Region in the Province of Valencia (Valencian Community, Spain). According to the records of the Generalitat Valenciana and the Ministry of Territorial Policy and Public Function, the municipality endures a seasonal population increase of 628 inhabitants (base population) and 2437 inhabitants throughout the year, this is due to the fact that its population increases considerably in municipal festivities (such as San Antón celebrated in the month of January and the Virgen de la Cueva Santa celebrated on the first weekend of May), regional and state; Therefore, the greatest increase occurs in the summer months, specifically in the second half of August, where the municipality celebrates the summer festivals.

Currently the municipality has its own Urban Wastewater Treatment Plant, located in the municipality of Andilla (bordering town). Said WWTP is made up of a pretreatment (sieving and degreaser) and a secondary treatment (three peat bed cells). The

wastewater resulting from passing through the WWTP is indirectly discharged into groundwater.

Due to the tourist influx in the summer season that has been reflected in recent years, this has caused that on numerous occasions it does not comply with the limits of discharges established by the Hydrographic Confederation of Júcar to the Barranco del Pozuelo (located in the municipal term Andilla). After certain previous actions such as modifying the moving bed of biological treatment in 2009, the Public Entity for Wastewater Sanitation (EPSAR) has recently put out to tender the drafting of a project for the renovation of the current WWTP, with which this can cope with the residual load throughout the year.

This Master's Final Project consists of designing a treatment system based on artificial wetlands as wastewater treatment for the municipality of Alcablas (Valencia), considering the seasonal variation of the population.

From the estimated population range, the characterization of the municipal wastewater will first be determined. Once the influent data and the available surface of the treatment plant have been determined, different alternatives and configurations of artificial wetlands will be studied, trying to adapt the current infrastructures and considering the availability of municipal land.

Finally, the most viable alternative is chosen based on technical aspects, such as easy operation and maintenance, and estimated construction costs.

Palabras clave español (máximo 5): Humedales artificiales, tratamiento, aguas residuales, estacionalidad poblacional

Palabras clave valenciano (máximo 5): Aiguamolls artificials, tractament, aigües residuals, estacionalitat poblacional

Palabras clave inglés (máximo 5): Artificial wetlands, treatment, wastewater, population seasonality

INDICE GENERAL

1.	INTRODUCCION	1
2.	OBJETIVOS	3
3.	CONCEPTOS PREVIOS	4
3.1.	Aguas residuales urbanas	4
3.2.	Características de las aguas residuales	4
3.3.	Caudales	6
3.4.	Humedales artificiales	7
3.5.	Mecanismos de eliminación de contaminantes.....	8
3.5.1.	Sólidos en suspensión	9
3.5.2.	Materia Orgánica.....	10
3.5.3.	Organismos patógenos.....	12
3.5.4.	Aceites y grasas	12
3.5.5.	Nitrógeno	12
3.5.6.	Fósforo	13
3.6.	Tratamientos previos	14
3.6.1.	Pretratamiento	14
3.6.2.	Tratamiento primario	16
3.6.3.	Tratamiento secundario	18
4.	Marco legislativo	25
5.	Características de la zona	27
5.1.	Geografía	27
5.2.	Demografía	28
5.3.	Climatología.....	29
5.4.	Ecología	30
6.	Dimensionamiento del sistema de tratamiento.	32
6.1.	Caudales de entrada.....	32
6.2.	Caracterización del agua residual	35
6.3.	Pretratamiento.....	37
6.3.1.	Aliviadero	37
6.3.2.	Canal de desbaste	39
6.3.3.	Tanque Imhoff.....	46
6.4.	Alternativa 1	57
6.4.1.	Humedal artificial vertical de flujo subsuperficial (HAVFSs)	57
6.4.2.	Humedal artificial subsuperficial de flujo vertical “Sistema Francés”	65

7.	Selección de alternativa	77
7.1.	Ubicación.....	82
7.2.	Proceso de Construcción.....	83
7.3.	Impermeabilización.....	83
7.4.	Sistema de distribución y recogida	84
7.5.	Medio granular.....	84
7.6.	Vegetación.....	84
8.	Resumen y Conclusiones.....	86
9.	Bibliografía	88

INDICE DE TABLAS

TABLA 1. COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS (METCALF & EDDY, 1995)	6
TABLA 2 POBLACIÓN ESTIMADA EN FUNCIÓN DE LA ÉPOCA DEL AÑO. (INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, 2020) (MINISTERIO DE HACIENDA , 2018)	32
TABLA 3. CAUDALES MEDIOS A PARTIR DEL NÚMERO DE HABITANTES Y DEL CAUDAL MEDIO DIARIO ...	32
TABLA 4. CAUDAL MEDIO HORARIO	33
TABLA 5. VALORES RECOMENDADOS DE COEFICIENTES PUNTA PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	33
TABLA 6.CAUDALES PUNTA PARA LA POBLACIÓN CONTINUA Y ESTACIONAL	33
TABLA 7. COEFICIENTE PUNTA HORARIO PARA LAS POBLACIONES CONTINUA Y ESTACIONAL	34
TABLA 8. CAUDAL PUNTA HORARIO PARA LA POBLACIÓN CONTINUA Y ESTACIONAL.....	34
TABLA 9. CAUDAL MÁXIMO DIARIO PARA LA POBLACIÓN CONTINUA Y ESTACIONAL	34
TABLA 10. CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO PARA LA POBLACIÓN CONTINUA Y ESTACIONAL	35
TABLA 11. CAUDAL MÍNIMO DIARIO PARA LA POBLACIÓN CONTINUA Y ESTACIONAL	35
TABLA 12.CONCENTRACIONES DEL INFLUENTE. (ENTIDAD PÚBLICA DE SANEAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LA COMUNIDAD VALENCIANA, 2018)	35
TABLA 13. VALORES DE VELOCIDADES DE EMISIÓN MÁXICA UNITARIA (VEMU) EN PEQUEÑOS MUNICIPIOS. (GARCÍA SERRANO & CORZO HERNÁNDEZ, 2008)	36
TABLA 14. VALORES DE CONCENTRACIÓN DE CONTAMINANTES DEL INFLUENTE Y LOS LÍMITES PERMISIBLES LEGALES EN ESPAÑA DE 91/271/CEE	37
TABLA 15. VALORES RECOMENDADOS DE LOS PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE UN CANAL DE DESBASTE. (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008).....	39
TABLA 16. VALORES DE DISEÑO.	40
TABLA 17. VALORES DE DISEÑO DE REJA DE FINOS	42
TABLA 18. VALORES RECOMENDADOS DE LOS PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE DESARENADORES. (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	44
TABLA 19. VALORES RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DEL TANQUE IMHOFF. (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	47
TABLA 20. RENDIMIENTOS OBTENIDOS EN EL TRATAMIENTO PRIMARIO	57
TABLA 21. PARÁMETROS CLAVE DE DISEÑO Y CONCENTRACIONES DE EFLUENTES (IWA, 2017).....	58
TABLA 22. VALORES DE TASA DE LA CARGA ORGÁNICA DE MATERIAL GRANULAR. (IWA, 2017)	60
TABLA 23.RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS PORCENTAJES DE REMOCIÓN Y CONCENTRACIÓN FINAL DE CONTAMINANTES DEL EFLUENTE.	62
TABLA 24. VALORES DE CONCENTRACIÓN DE ENTRADA Y CARGA CONTAMINANTE	66
TABLA 25. MÁXIMAS CARGAS DE DISEÑO PARA EL HUMEDAL VF FRANCÉS EN CONDICIONES DE CLIMA SECO (IWA, 2017)	66
TABLA 26. CÁLCULOS DE ÁREAS DE UN FILTRO PARA DIFERENTES CONTAMINANTES.....	67
TABLA 27. ESPECIFICACIONES DE LOS MEDIOS DE FILTRO PARA UN DISEÑO DE HUMEDAL VF FRANCÉS. (IWA, 2017)	68
TABLA 28. VOLÚMENES DE CADA FILTRO PARA LA PRIMERA ETAPA.....	68
TABLA 29. DIMENSIONAMIENTO Y CARACTERÍSTICAS DEL EFLUENTE DE LA PRIMERA ETAPA	72
TABLA 30. DIMENSIONAMIENTO Y CARACTERÍSTICAS DEL EFLUENTE DE LA SEGUNDA ETAPA.	73
TABLA 31. VOLUMEN DE CADA FILTRO OBTENIDOS PARA LA SEGUNDA ETAPA.	74
TABLA 32. VALORES DE CONCENTRACIÓN DEL EFLUENTE Y LÍMITES PERMITIDOS	74
TABLA 33. RESUMEN DE LAS ALTERNATIVAS PLANTEADAS.	79
TABLA 34. ESTIMACIÓN DE COSTES APROXIMADA PARA CUMPLIR LÍMITE DE VERTIDO (DQO Y DBO5) ..	80

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. EVOLUCIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE MATERIA EN SUSPENSIÓN (MES) A LO LARGO DE UN HUMEDAL DE FLUJO HORIZONTAL (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	9
FIGURA 2. ESQUEMA SIMPLIFICADO DE LOS PROCESOS QUE INTERVIENEN EN LA DEGRADACIÓN DE LA MATERIA ORGÁNICA EN LOS HUMEDALES. (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	10
FIGURA 3. LÍNEA DE PRETRATAMIENTO ESTÁNDAR PARA DEPURADORAS DE PEQUEÑAS POBLACIONES. (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	14
FIGURA 4. ESQUEMA DE UN CANAL DE DESBASTE (ZONA DE SEPARACIÓN DE GRUESOS) (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	16
FIGURA 5. ESQUEMA DE UNA FOSA SÉPTICA CON DOS CÁMARAS (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	17
FIGURA 6. ESQUEMA DE UN TANQUE IMHOFF (CEDEX, 2010)	18
FIGURA 7. HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUPERFICIAL (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	19
FIGURA 8. HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL. (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	21
FIGURA 9. HUMEDAL ARTIFICIAL SUBSUPERFICIAL DE FLUJO VERTICAL (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	22
FIGURA 10. ESQUEMA DE UN HUMEDAL VERTICAL "SISTEMA FRANCÉS" (IWA, 2017)	23
FIGURA 11. ESQUEMA OPERATIVO DE LA PRIMERA ETAPA DEL SISTEMA FRANCÉS. (IWA, 2017)	24
FIGURA 12. MAPA DE LA UBICACIÓN DE ALCUBLAS EN LA COMARCA DE LOS SERRANOS (FUNDACIÓN WIKIPEDIA, 2020)	27
FIGURA 13. MAPA DE LOS LÍMITES MUNICIPALES DE ALCUBLAS. (INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL, 2020)	28
FIGURA 14. EVOLUCIÓN DE LA POBLACIÓN (INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, 2020)	28
FIGURA 15. TEMPERATURA MÁXIMA Y MÍNIMA PROMEDIO DEL MUNICIPIO DE ALCUBLAS. (CEDAR LAKE VENTURES, 2018)	29
FIGURA 16. PRECIPITACIÓN PROMEDIO MENSUAL (CEDAR LAKE VENTURES, 2018)	30
FIGURA 18. DISEÑO DE REJA DE FINO	43
FIGURA 17. DISEÑO DE REJA DE GRUESO	43
FIGURA 19. CANTIDAD DE RESIDUOS OBTENIDOS POR REJAS DE BARRAS DE LIMPIEZA MECÁNICA. (FERRER POLO & SECO TORRECILLAS, 2005)	43
FIGURA 20. VISTA EN PLANTA DE PRETRATAMIENTO	46
FIGURA 21. ESQUEMA DE LA ZONA DE DECANTACIÓN DE UN TANQUE IMHOFF. (GARCIA SERRANO & CORZO HERNANDEZ, 2008)	49
FIGURA 22. ESQUEMA DEL HUMEDAL SUBSUPERFICIAL VERTICAL "SISTEMA FRANCÉS" Y DE LA CELDA DE MATERIAL DE ABSORCIÓN	77
FIGURA 24. UBICACIÓN DE LA PARCELA DISPONIBLE	82
FIGURA 23. UBICACIÓN ACTUAL DE LA EDAR	82
FIGURA 25. PERFIL TRANSVERSAL DE ELEVACIÓN DEL TERRENO A LA EDAR (GOOGLE EARTH PRO, 2017)	83

1. INTRODUCCION

Siendo el agua un recurso natural, es necesario su debida preservación para un adecuado desarrollo económico y social. Una gestión adecuada de este recurso hídrico, implica un equilibrado manejo del suministro de agua, así como un correcto tratamiento de aguas residuales, tanto industriales como urbanas.

El verter al medio las aguas residuales no depuradas provoca efectos negativos como el agotamiento del oxígeno disuelto presente en el agua y provoca una proliferación excesiva de algas llegando a eutrofizar las masas de agua. Por ello la importancia de realizar un tratamiento adecuado a las aguas residuales antes de ser vertidas hacia un cuerpo hídrico ya sean ríos o el mar.

La Unión Europea creó la Directiva Marco del Agua 2000/60/CE, con la finalidad de regular la calidad del recurso hídrico, con lo cual tiene como meta el de alcanzar un buen estado de las masas naturales de agua, esto implementando medidas para obtener una reducción de vertidos de sustancias prioritarias y de lograr eliminar vertidos de sustancias peligrosas, entre otras. (Ministerio para la Transición Ecológica, 2017)

La Directiva 91/271/CEE sobre el tratamiento de las aguas residuales, tiene como objetivo el de conservar cuerpos hídricos que han sido afectados por vertidos de aguas residuales urbanas e industriales. Por lo cual el Ministerio de Medio Ambiente de España en colaboración con las Comunidades Autónomas, crearon un Plan Nacional de Calidad de las Aguas: Saneamiento y Depuración 2007 – 2015 vigente hasta el año 2021. Dicho plan tiene como objetivo la depuración de las aguas residuales para pequeñas poblaciones (menores a 2000 h-e), donde indica que se debe realizar un tratamiento adecuado para garantizar la calidad del agua. Esto se debe a algunas pequeñas poblaciones vierten el agua directamente a un cuerpo hídrico en buen estado, provocando un daño severo en el ecosistema. (Ministerio para la Transición Ecológica, 2017)

Alcublas es un municipio de la Comunidad Valenciana, perteneciente a la Comarca Los Serranos de la provincia de Valencia. Cuenta con una población total de 628 habitantes (Instituto Nacional de Estadística, 2020); siendo una población cuya fuente principal de explotación es el sector agrícola. Además es turística, especialmente en verano, por sus diferentes monumentos y lugares de ocio. (Ayuntamiento de Alcublas, 2019). Esto a lo largo de los años ha traído consecuencias medio ambientales, ya que en verano, se puede apreciar que existe un aumento de caudal en la estación depuradora de aguas residuales.

Siendo Alcublas un pueblo con mucha afluencia turística en verano, se plantea un rediseño de la estación depuradora de aguas residuales (EDAR) basada en un sistema de filtración sobre lechos de turba. El replanteamiento de la EDAR se realiza con un sistema de tratamiento no convencional, basado en humedales artificiales de flujo subsuperficial, con lo cual se pretende mejorar la depuración que este vierte al Barranco de Pozuelos, actualizando las condiciones de vertido con la finalidad de que no afecte negativamente a futuro al medio receptor.

Diferentes investigaciones que se han realizado a través de los años muestran que se debe de considerar criterios como técnicos y ecológicos, entre otros, al momento de plantear un sistema de tratamiento de aguas residuales, siendo una solución muy adecuada para este tipo de poblaciones una depuración no convencional como lo son los humedales artificiales.

La depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales tiene como ventaja el bajo coste de instalación y mantenimiento, y el de remover contaminantes existentes en el agua, como son los sólidos suspendidos, nutrientes como nitrógeno, fósforo y metales pesados.

En España los humedales artificiales convierten el ecosistema que se encuentra su alrededor en un territorio agradable para las especies endémicas donde se implanten estos. Los humedales artificiales son utilizados como tratamiento secundario para municipios y pequeñas poblaciones menores a 2000 habitantes, como una alternativa eco amigable con el medio ambiente, esto debido a que son un sistema económico y sostenible de obtener agua de buena calidad y con los límites permisibles para ser usada en otros fines como es la jardinería entre otros.

2. OBJETIVOS

Objetivo general

El presente Trabajo de Fin de Máster tiene como objetivo el realizar un estudio de viabilidad para la mejora del sistema de tratamiento de las aguas residuales urbanas actualmente disponible, esto por medio de un humedal artificial, en el Ayuntamiento de Alcublas de la Comunidad Valenciana.

Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general se plantean los siguientes objetivos específicos:

Recopilar y analizar las características físicas y ambientales de la zona donde se encuentra el sistema de tratamiento de aguas residuales urbanas actual.

Diseñar y comparar diferentes tipos de humedales artificiales de flujo subsuperficial.

Dimensionar los elementos del proceso de depuración, en base a criterios de diseño establecidos en la literatura científico-técnico y cumpliendo con los límites de vertido que exige la Normativa Española.

Realizar una estimación económica de costos de los tipos de humedales diseñados.

3. CONCEPTOS PREVIOS

3.1. Aguas residuales urbanas

Se define como agua residual urbana, al agua cuya composición y calidad ha sido afectada directa e indirectamente procedente de vertidos de residencias urbanas (inodoros, lavabos, lavadoras, etc.), así como de instituciones públicas, polígonos industriales y del drenaje de las aguas pluviales. Del cual para una debida evacuación de dichas aguas se emplean redes unitarias que incluyen las aguas pluviales o redes separativas que tienen como objetivo el de canalizar por separado las aguas residuales (red de saneamiento) y las aguas pluviales (redes pluviales). (Metcalf & Eddy, 1995).

Acorde a (Metcalf & Eddy, 1995), en el agua residual se encuentran diferentes compuestos orgánicos presentes, del cual actualmente existen más de medio millón y a la vez cada año aparecen 10000 compuestos nuevos. Estos se encuentran en las aguas residuales de los municipios y comunidades.

3.2. Características de las aguas residuales

Las aguas residuales urbanas se caracterizan por diferentes parámetros como es su composición química, física, biológica, entre otros. (CENTA, 2007)

Seoanez Calvo, (1999), menciona que entre las propiedades físicas que contiene el agua residual urbana, las más importantes son el color, ya que esto indica la concentración y composición de las aguas contaminadas y estas varían desde el gris al negro, afectando a la vez a su olor y temperatura esto debido por la descomposición anaerobia de la materia orgánica.

Las propiedades químicas de las aguas residuales son componentes que se agrupan por compuestos orgánicos, inorgánicos y gaseosos. A la vez, los componentes orgánicos pueden manifestarse de origen vegetal o animal, conteniendo compuestos orgánicos sintéticos, para los cuales el proceso de tratamiento es difícil, siendo los más destacados los trihalometanos, pesticidas, detergentes, plaguicidas entre otros. (Seoanez Calvo, 1999)

Uno de los principales inconvenientes al momento de tratar las aguas residuales, son los componentes orgánicos ya que estos provocan una considerable demanda del oxígeno disuelto. Los componentes inorgánicos son los sólidos de origen mineral, como lo son las sales minerales (arcilla, arena, lodo, gravas) y elementos considerados como nutrientes, como el nitrógeno, fósforo, azufre, entre otros.

Además, las aguas residuales urbanas contienen gases con distintas concentraciones, como el oxígeno disuelto en medios aerobios, el ácido sulfhídrico formado por la descomposición de

diferentes sustancias orgánicas e inorgánicas en medio anaerobios, el metano que se produce debido a la descomposición anaerobia de la materia orgánica en la estabilización de los fangos, y otros gases que se producen por la derivación del nitrógeno.

Los componentes biológicos son los que están presentes en el agua residual como organismos vivos de máxima capacidad metabólica, produciendo fermentaciones, descomposición y degradación de la materia orgánica e inorgánica, de los cuales destacan como organismos vivos presentes en el agua residual algas, bacterias, virus, flagelados, ciliados, rotíferos, nemátodos, anélidos, rotíferos, protozoarios, rizópodos, entre otros. (Ferrer Polo, Seco Torrecillas, & Robles Martínez, 2018)

Estos componentes biológicos intervienen de distinta forma en el proceso de depuración, acorde a Seoanez Calvo (1999):

- 1) La descomposición de los compuestos orgánicos que se encuentran presente en las aguas residuales.
- 2) La desaparición de los microorganismos patógenos.
- 3) La eliminación de diferentes compuestos orgánicos que ocasionen toxicidad en los vegetales y en los microorganismos presentes en el suelo.
- 4) La participación en los ciclos biogeoquímicos del nitrógeno, fósforo y azufre, estos siendo elementos fundamentales cuando se presentan como nitratos, fosfatos o sulfatos en el movimiento y asimilación por el suelo y los vegetales.
- 5) Las diferentes reacciones de la materia orgánica transformada y del componente micro orgánico frente a los constituyentes minerales del suelo, esto participando en la promoción de micro agregados organominerales.

Metcalf & Eddy (1995), presenta los rangos de una composición típica de las aguas residuales urbanas domésticas, recogidos en la Tabla 1.

Tabla 1. Composición de las aguas residuales urbanas (Metcalf & Eddy, 1995)

Parámetro	Unidad	Concentración		
		Baja	Media	Alta
sólidos totales (ST)	mg/l	390	720	1230
Sólidos disueltos (SDT)	mg/l	270	500	860
Sólidos suspendidos (SST)	mg/l	120	210	400
Sólidos sedimentables	mg/l	5	10	20
DBO ₅	mg/l	110	190	350
DQO	mg/l	250	430	800
Nitrógeno (NT)	mg/l	20	40	70
Fósforo (PT)	mg/l	4	7	12
Aceites y grasas	mg/l	50	90	100
Compuestos orgánicos volátiles (COV)	mg/l	<100	100 - 400	>400
Coliformes totales	No. /100 ml	10 ⁶ – 10 ⁸	10 ⁷ – 10 ⁹	10 ⁷ – 10 ¹⁰
Coliformes fecales	No. /100 ml	10 ³ – 10 ⁵	10 ⁴ – 10 ⁶	10 ⁵ – 10 ⁸

3.3. Caudales

Para un adecuado diseño en base a las necesidades, minimización y distribución de los costes de los diferentes municipios considerados para tratar conjuntamente los residuos, es necesario el determinar datos exactos sobre los caudales a tratar. Cuando no es posible realizar una campaña de aforos y caracterización del agua residual, se puede partir de una estimación en base a otras fuentes de información que tengan relación con estos, tales como son los datos de consumo de agua. Se debe considerar los componentes que constituyen el agua residual a tratar para establecer adecuadamente los caudales de aguas residuales que se generan en una comunidad tales como los datos sobre el abastecimiento, consumo de agua y su relación con el agua residual. También se deben considerar la fuente de generación de estas y sus caudales, un análisis de datos y diferentes métodos para la reducción de los caudales de aguas residuales. (Metcalf & Eddy, 1995)

Metcalf & Eddy (1995), clasifica la composición de los caudales de aguas residuales de una comunidad, de la siguiente manera:

- a. Agua residual doméstica o sanitaria, estas son procedentes de zonas residenciales o instalaciones públicas, comerciales entre otras.
- b. Agua residual industrial, que son las que provienen de vertidos industriales.

- c. Infiltración y aportaciones incontroladas, estas que se presentan de manera directa como indirecta en la red de alcantarillado.
- d. Aguas pluviales, que son las procedentes de la escorrentía superficial.

Las aguas residuales presentan variaciones horarias, diarias, mensuales o estacionales, esto debido a que existen zonas vacacionales y de verano. Estos caudales pueden ser estimados mediante campañas de aforo, caudales de agua de abastecimiento y dotaciones de agua residual. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Para determinar dichos caudales, se emplea el cálculo de los caudales medios estimado por dos variables fundamentales que son la población de diseño y el consumo per cápita o dotación en L/hab/día; de los cuales se considera una proyección a 25 años considerando datos estadísticos. (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

3.4. Humedales artificiales

Acorde al Convenio Ramsar (Convención relativa a los humedales de importancia internacional especialmente como hábitat de aves acuáticas), describe a los humedales como “Extensiones de marismas, pantanos y turberas o superficies cubiertas de agua, sean éstas de régimen natural o artificial, permanentes o temporales, estancadas o corrientes, dulces, salobres o saladas, incluidas las extensiones de agua marina cuya profundidad en marea baja no exceda seis metros”. (Secretaría de la Convención de Ramsar, 2013)

Los humedales artificiales son sistemas de tratamiento de las aguas residuales, ya que estos eliminan los constituyentes del agua residual por medio del sistema suelo-vegetación, con una considerable eliminación de nutrientes como es el nitrógeno y fósforo si la configuración del humedal se ha diseñado a tal efecto. Con un ahorro de coste y mantenimiento esto debido a su diseño, operación y mantenimiento, resultando una alternativa factible para pequeñas comunidades. (Ferrer Polo, Seco Torrecillas, & Robles Martínez, 2018)

El valor de los humedales artificiales se establece en las características biológicas, vegetación y fauna propia de zonas húmedas, así como un factor importante en el ciclo del agua y de la materia orgánica, la utilización de nutrientes, el mantenimiento de redes tróficas y la debida estabilización de sedimentos. Esto se debe a que desempeña un papel fundamental como depuradoras naturales, donde contribuye al mantenimiento de la calidad de las aguas subterráneas y superficiales en los cuerpos hídricos. (Soto Fuster, 2016)

Los componentes de un humedal artificial son el material de relleno, la vegetación y el agua residual a tratar, como lo detalla en “Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones” del CEDEX (2010)

- El material de relleno sirve como soporte a la vegetación y este permite la fijación de la población microbiana en forma de biopelícula.
- La vegetación que son las plantas acuáticas emergentes (carrizos, juncos, aneas, etc.) o macrófitas estas contribuyen a la oxigenación del sustrato facilitando la filtración y la adsorción de constituyentes del agua residual, teniendo como ventaja su integración paisajística.
- El agua residual por tratar que circula a través del material de relleno y de la vegetación.

Tal como se mencionó los humedales artificiales son sistemas de depuración del cual se realiza el proceso de eliminación de los contaminantes que se da en las zonas húmedas naturales, del cual viene definido por las siguientes características tal como lo indica La Iglesia Gandarilla (2016):

Se diseña y construye el confinamiento del humedal mecánicamente impermeabilizándolo para que no existan infiltraciones del agua a tratar al subsuelo y esto conlleve a una contaminación.

Se emplean sustratos diferentes al terreno original para el acople y enraizamiento de la vegetación.

Se elige el tipo de planta que va a ser el factor primordial para la colonización del humedal

3.5. Mecanismos de eliminación de contaminantes

Las estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas están diseñadas para la remoción de la materia orgánica, sólidos en suspensión, patógenos, así como la eliminación de nutrientes como el nitrógeno y fósforo; del cual se basan en cumplir normativas que regulan su tratamiento y vertido a un cuerpo hídrico. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En un humedal existen procesos químicos, físicos y biológicos, de los cuales son necesarios para la remoción de sólidos, nutrientes, patógenos entre otros contaminantes presentes en el agua residual. (Dotro, et al., 2017)

Para una adecuada caracterización de las aguas residuales se describen los siguientes mecanismos de eliminación de contaminantes en los humedales:

3.5.1. Sólidos en suspensión

Los sólidos en suspensión son partículas de tamaño pequeño, que quedan retenidos en un filtro con un tamaño de poro de $0.45 \mu\text{m}$. Su procedencia es variada, se componen normalmente de un 68% de sólidos orgánicos y de un 32% de sólidos inorgánicos. Estos se pueden clasificar en sólidos suspendidos volátiles biodegradables y no biodegradables y en sólidos suspendidos no volátiles. También se pueden clasificar en sólidos suspendidos sedimentables y de no sedimentables. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

El agua residual que ingresa al humedal sufre una disminución de la velocidad, teniendo como consecuencia la separación de partículas, del cual los sólidos quedan retenidos por medio de la filtración mediante los espacios intersticiales del medio granular; donde los sólidos gruesos son los que sedimentarán y se filtrarán primero seguido de los finos que sedimentarán poco a poco.

En los humedales horizontales, la materia suspendida queda retenida en los primeros metros del humedal, lo cual provoca una disminución de la concentración de los contaminantes. Tal como se muestra en la Figura 1, la remoción de los sólidos suspendidos ocurre en $1/4 - 1/3$ de la longitud del sistema. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

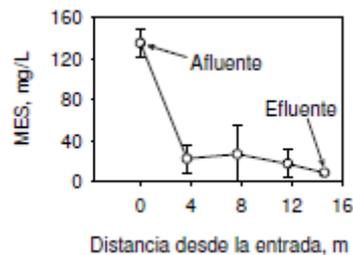


Figura 1. Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En los humedales verticales, en los primeros centímetros del sustrato filtrante se produce la retención de los sólidos, siendo un mecanismo similar al de los horizontales donde disminuye la concentración conforme aumenta la profundidad en el lecho, pero en sentido vertical.

El porcentaje de remoción de los sólidos suspendidos suele ser aproximadamente de un 90% en los humedales horizontales y verticales, produciendo efluentes con concentraciones menores de 20 mg/l de forma sistemática. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

3.5.2. Materia Orgánica

La materia orgánica está compuesta principalmente por carbohidratos, proteínas, grasas, etc., esta se mide en función de la demanda química de oxígeno (DQO) y la materia orgánica biodegradable con la demanda biológica de oxígeno (DBO).

En los humedales la materia orgánica es eliminada de forma compleja, debido a que es el resultado de múltiples procesos físicos, químicos y bióticos que suceden simultáneamente. Estos ingresan a los humedales en forma de partícula y soluble.

La materia orgánica particulada entra al humedal en el cual se retiene y es eliminada mediante procesos físicos como son la filtración y la sedimentación. Esta se acumula y se hidroliza, formando una carga adicional de compuestos orgánicos disueltos pueden ser hidrolizados por enzimas extracelulares excretadas por bacterias heterótrofas aeróbicas y fermentativas facultativas. Al producirse la hidrólisis, este forma sustratos sencillos pueden ser asimilados por las bacterias heterótrofas aeróbicas o fermentativas facultativas, a la vez los ácidos son asimilados por las bacterias sulfatoredutoras, metanogénicas y por las bacterias heterótrofas aeróbicas. Mientras que los sustratos sencillos del agua residual son asimilados directamente sin necesidad de una hidrólisis previa. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

A continuación, se muestra una representación gráfica de los procesos del cual se realiza la degradación de la materia orgánica en los humedales.

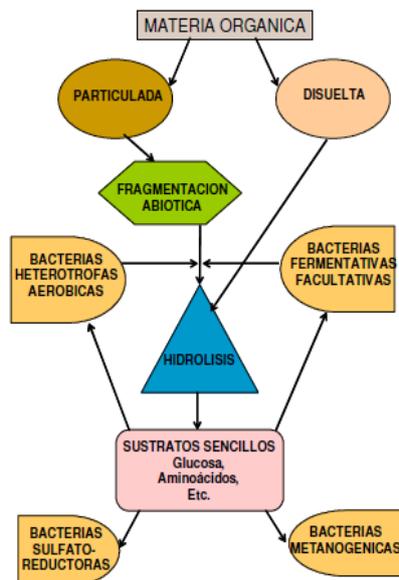


Figura 2. Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica en los humedales. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

La materia orgánica disuelta puede ser retenida por medio del proceso de absorción en el medio granular, donde estas se quedan en el medio, se desplazan y son reabsorbidas o a la vez ser degradadas por microorganismos. De igual manera la acumulación de la materia orgánica particulada es mayor que la carga que ingresa con el agua residual debido al crecimiento de las plantas y al crecimiento microbiano. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En condiciones aeróbicas la degradación de la materia orgánica se produce en la superficie del agua en los primeros 0,05 m de profundidad y en las zonas cercanas a las raíces, del cual, el oxígeno que es liberado por las raíces no es suficiente para degradar completamente la materia orgánica de un agua residual. La degradación por vía anaerobia es mayor en los humedales horizontales a diferencia de la degradación aeróbica. Mientras que, en los humedales verticales, existen concentraciones de oxígeno del cual se indica cuán importante son en la profundidad del lecho. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En condiciones anóxicas las bacterias heterótrofas degradan la materia orgánica utilizando como aceptor de electrones el nitrato (proceso de desnitrificación). Los humedales horizontales operan principalmente vía anóxica, dependiendo de la profundidad del humedal, la nitrificación es mayor o menor. En los humedales verticales no se elimina el nitrato por desnitrificación esto se debe a que en toda la profundidad del lecho existen condiciones aeróbicas. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Acorde al IWA, 2017 existen procesos que se dan en los humedales donde se enunciarán a contiución:

- Proceso de respiración aeróbica, el oxígeno es el aceptor de electrones y como productos finales se tiene el dióxido de carbono
- Proceso de desnitrificación, el nitrito y nitrato es el aceptor de electrones y como productos finales se tiene el nitrógeno gas y dióxido de carbono.
- El proceso de reducción de sulfatos, el sulfato es el aceptor de electrones y como productos finales se tiene el sulfuro y el dióxido de carbono.
- El proceso de metanogénesis, la materia orgánica es el aceptor y dador de electrones y como productos finales se obtiene el dióxido de carbono y el metano.

Los rendimientos de eliminación en humedales horizontales y verticales, si estos presentan condiciones óptimas de funcionamiento, tanto para la DQO y la DBO los porcentajes de remoción se encuentran entre el 75 y 95% produciendo efluentes con concentraciones de DQO menor de 60 mg/l y de DBO menor a 20 mg/l. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

3.5.3. Organismos patógenos

Los organismos patógenos se encuentran presentes en el agua residual y son transmisores de enfermedades. Para determinar la cantidad de estos organismos se utiliza como indicador a los coliformes fecales. (New York State Department of Health , 1995)

En los humedales horizontales y verticales, la eliminación de los coliformes fecales sigue modelos de cinética de primer orden, donde se logra la mayor parte del abatimiento en los primeros tramos de los humedales, donde en la mitad de ellos es una notoria eliminación del 80% de estos microorganismos. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

A la vez la eliminación de los microorganismos tanto de los humedales horizontales como los verticales, depende del tiempo de permanencia y del medio granular, cuanto menor es el diámetro del medio granular, mayor es su remoción. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

La eliminación de organismos patógenos depende del tipo de sistema a utilizar en los humedales, además de las condiciones operativas y las características del afluente del agua residual. (IWA, 2017)

3.5.4. Aceites y grasas

Los aceites y grasas son sustancias que no se mezclan con el agua y donde permanecen en la superficie formando natas. Son de procedencia doméstica e industrial y su contenido en el agua residual se suele determinar al momento de ser extraídos por un disolvente adecuado, su evaporación y el residuo obtenido (Metcalf & Eddy, 1995)

3.5.5. Nitrógeno

El nitrógeno al igual que el fósforo, son nutrientes presentes en la síntesis celular, por lo cual es necesario determinar la cantidad presente en el agua residual. El contenido total del nitrógeno está compuesto por nitrógeno orgánico e inorgánico que son el amoníaco, nitríto y nitrato.

El porcentaje del nitrógeno orgánico presente en el agua residual se calcula por medio del método kjeldahl. Por lo cual el nitrógeno kjeldahl total está conformado por ambas formas de nitrógeno: el orgánico y el amoniacal. (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

Las bacterias en el medio aerobio pueden oxidar el nitrógeno amoniacal, nitratos y nitritos. Las algas y otras plantas utilizan el nitrato para sintetizar proteínas, pero es necesario adoptar medidas para controlar el nitrógeno presente en el agua y poder evitar la proliferación excesiva de ellas. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Las bacterias autótrofas realizan el proceso de nitrificación, estas aprovechan el poder reductor del amonio convirtiéndolo a nitrato. Dicho proceso requiere 4.6 mg de oxígeno por cada miligramo de nitrógeno amoniacal.

En los humedales horizontales la transferencia de oxígeno es mínima y existen pocas zonas aerobias, por lo que no se realiza el proceso de nitrificación completa y la remoción de amonio es aproximadamente del 30%. En los humedales verticales es lo contrario, se encuentra en condiciones aerobias. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

El proceso de desnitrificación permite eliminar los nitratos formados por la nitrificación, con lo cual forma nitrógeno gas en el proceso de oxidación de la materia orgánica realizado por las bacterias heterótrofas facultativas, esto es en condiciones anóxicas. Esta es la razón por la cual muchos estudios recomiendan el combinar los sistemas de humedales horizontales y verticales, debido a que en los humedales horizontales se producen los procesos de desnitrificación, considerando que este sistema disponga de materia orgánica. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

García Serrano & Corzo Hernández (2008), mencionan que en las aguas residuales urbanas típicas, las plantas pueden eliminar entre un 10% a un 20% del nitrógeno. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

3.5.6. Fósforo

El fósforo en las aguas residuales urbanas se presenta en soluciones acuosas que incluye el ortofosfato, el polifosfato y los fosfatos orgánicos. El fósforo orgánico es considerado en los vertidos industriales y fangos de aguas residuales domésticas. (Metcalf & Eddy, 1995)

En los humedales artificiales la eliminación del fósforo es complicada de conseguir. Esto es porque solo se logra eliminar entre un 10 al 20%, sin diferenciar entre los sistemas de humedales horizontales y verticales. Esta eliminación puede ser del tipo biótico cuando existe una absorción directa por las plantas y los microorganismos y del tipo abiótico cuando es por adsorción del medio granular. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

A la vez García Serrano & Corzo Hernández (2008) señala que durante la puesta en marcha de los humedales este, obtiene buenas eficiencias de eliminación de fósforo, pero que disminuye conforme pasa el tiempo, esto se debe a que la adsorción por parte del medio granular al principio es alta, pero al momento de saturarse deja de funcionar y este debe ser reactivado o cambiado.

En los casos en que se es necesario reducir la concentración de fósforo, suelen introducirse materiales adsorbentes para conformar el medio poroso.

3.6. Tratamientos previos

Los sistemas de humedales artificiales cuentan con tres procesos: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario. El pretratamiento y tratamiento primario se los utiliza para eliminar sólidos que puedan obstruir al tratamiento posterior a ellos y a la vez pueda llegar a colmatar el lecho del humedal. En cambio el tratamiento secundario es el que comprende los sistemas de humedales.

Se definirá adecuadamente los elementos necesarios y tratamientos previos para el correcto funcionamiento del humedal y con la finalidad de cumplir límites de vertidos en pequeñas poblaciones.

3.6.1. Pretratamiento

El pretratamiento esta conformado por los procesos que se sitúan al inicio del sistema de depuración y que tiene como objetivo el de remover sólidos gruesos, grasas y arenas que puedan dañar o interferir en los procesos posteriores. (CEDEX, 2010)

En poblaciones de pequeños municipios (menos de 2000 habitantes), un pretratamiento consta de un canal, donde al comienzo se ubica un aliviadero que tiene como objetivo el de evacuar el exceso de caudal cuando el influente supere el caudal máximo de diseño. Posterior a ello se encuentra la zona de rejillas conformada por rejillas de gruesos y finos y al final se encuentra un desarenador para retener las arenas. Se puede optar por un desengrasador al final del pretratamiento si la calidad del afluente tenga un alto contenido de aceites y grasas; por lo que si se incluyen tratamientos como tanque imhoff y fosa sépticas, este se puede obviar. (CEDEX, 2010)



Figura 3. Línea de pretratamiento estándar para depuradoras de pequeñas poblaciones. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Aliviadero de entrada

El aliviadero es de gran importancia en las depuradoras debido a que tiene como objetivo el de evitar la sobrecarga de caudal en las instalaciones que tratan aguas provenientes de redes de alcantarillado unitarias. (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

Este consiste en una arqueta de planta rectangular adjunta al canal de desbaste, colocada en el principio de la instalación. Construida a cierta altura de agua, donde al superar esta altura determinada, el agua será enviado directamente pasando por una reja. (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

El dimensionamiento del aliviadero se basa en, el agua residual que se encuentra excedente este tan diluida que la concentración de los contaminantes será similar a la que tendría si esta fuese tratada. (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

Canal de desbaste

Es un canal que tiene como función el de separar los sólidos de gran tamaño, mediante la intercepción por parte de las rejillas, estas consisten en barras paralelas contrapuestas al flujo separadas uniformemente y estas son clasificadas en rejillas de grueso y rejillas de finos. Las rejillas de grueso permiten el paso libre entre los barrotes de 20 a 60 mm y tiene como función el de ser utilizado para proteger el equipo de la planta contra una reducción en la eficacia de la operación o contra posibles daños físicos. Las rejillas de finos tiene como función el de retener sólidos de gran tamaño y permiten un paso libre entre los barrotes de 6 a 12 mm con un valor de diseño de 10 mm.

Las rejillas pueden limpiarse ya sea de forma manual o por medio de instalaciones mecánicas. Las de limpieza manual son utilizadas en depuradoras para pequeñas poblaciones, estas son equipadas con un cestillo perforado con la finalidad de acumular los sólidos que son retirados de las rejillas mediante el empleo de un rastrillo. Este cestillo permite el escurrimiento al canal de desbaste del exceso de agua, dado que cuando son retirados los residuos para ser tratados, el agua será mínima. (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

Las rejillas de limpieza por medio de instalaciones mecánicas, tienen incorporado un peine rascador que periódicamente y de forma automática, limpia la reja aguas arriba o aguas abajo, este peine se activa mediante temporizador al tener un tiempo límite con respecto a la pérdida de carga, o mediante un sistema combinado de temporización y pérdida de carga. Este tiene como ventaja el de reducir los costes de mano de obra, el de proporcionar mejores condiciones

de flujo y son utilizados para depuradoras de mayor población. (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

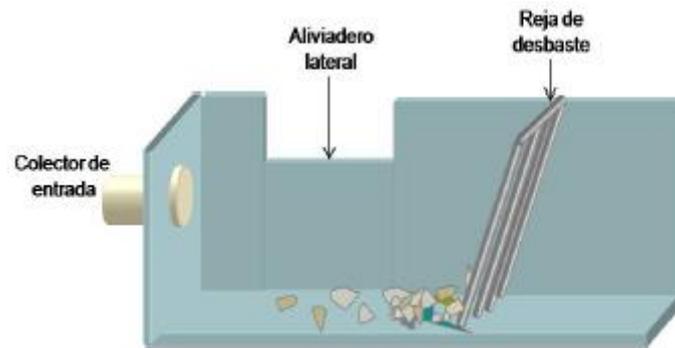


Figura 4. Esquema de un canal de desbaste (zona de separación de gruesos) (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

3.6.2. Tratamiento primario

Los tratamientos primarios tienen como objetivo el de reducir la concentración de materia orgánica y sólidos en suspensión del agua residual y así evitar el proceso de colmatación de los humedales. Se suelen utilizar fosas sépticas o tanques imhoff, a la vez existen estudios donde indican que algunas depuradoras utilizan técnicas avanzadas como los reactores anaeróbicos de flujo ascendente.

Fosas sépticas

Las fosas sépticas, son estructuras enterradas, que son parte del tratamiento primario de un sistema de humedales, con el cual ayuda a reducir el contenido de sólidos en suspensión, tanto de sedimentables como de flotantes y a la vez permitiendo la acumulación de lodos en el fondo, donde se realiza una descomposición de forma anaerobia. (Martín Monerris & Hernandez Crespo, 2018)

Según CEDEX 2010 indica que existen dos procesos en las fosas sépticas:

El primero que es el proceso físico que se realiza por medio de la gravedad donde son separados los sólidos sedimentables presentes en el agua (estos se acumulan en el fondo de la fosa), los sólidos flotantes (incluyen aceites y grasas) estos forman una capa sobre la superficie líquida. Y la capa que está intermedia entre los flotantes y los fangos, es el agua tratada.

El segundo que es el proceso biológico consiste en una fracción orgánica de los sólidos que se encuentran acumulados en el fondo de las fosas, estos aprecian reacciones de degradación anaerobia, donde se disuelven y se reduce el volumen hasta en un 40% del cual se libera biogás

(metano y dióxido de carbono y pequeñas cantidades de azufre), los cuales desprenden olores, del cual son liberados por medio de chimeneas.

Las burbujas de gas que se han producido en la degradación anaerobia evitan que las partículas presentes en el agua residual del influente puedan sedimentarse, del cual se recomienda el de realizar un segundo compartimiento, del cual los sólidos tengan condiciones de sedimentación más favorables (CEDEX, 2010)

En la primera cámara sedimentan la mayoría de los sólidos por lo cual existe una mayor concentración de lodos, para las siguientes cámaras se produce sedimentación y almacenamiento de los lodos que rebosan de la primera cámara. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

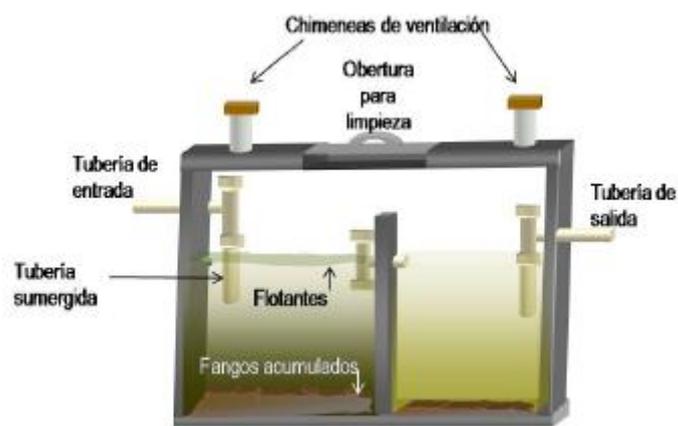


Figura 5. Esquema de una fosa séptica con dos cámaras (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Tanque Imhoff

Los tanque Imhoff son utilizados para evitar problemas de operación causados por las variaciones en la calidad y caudal de entrada y así reducir la materia en suspensión presente, sea esta sedimentable o flotante.

A la vez el tanque Imhoff es conocido como tanque decantador – digestor, por lo que se considera como una modificación de la fosa séptica convencional, en la que están separadas las zonas de decantación en la parte superior y de digestión donde se encuentran los sólidos decantados. La configuración de la apertura que comunica ambas zonas impide el paso de gases y partículas de fango de la zona de digestión a la decantación. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

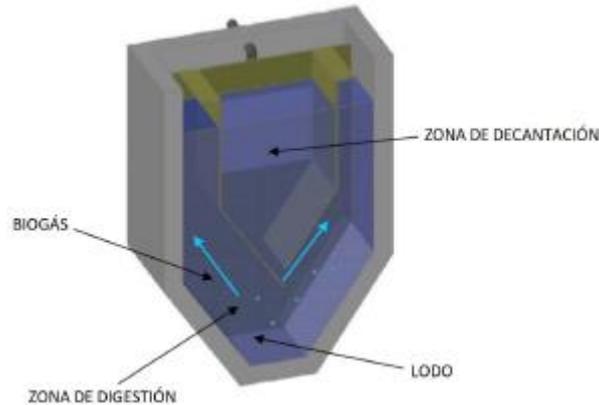


Figura 6. Esquema de un tanque Imhoff (CEDEX, 2010)

Acorde al CEDEX, 2010 el funcionamiento de los tanques se basa en dos tipos de procesos:

El proceso físico se da por acción de la gravedad, donde los sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales se separan y se acumulan en el fondo del tanque, a la vez los sólidos flotantes (incluyendo aceites y grasas) forman una capa sobre la superficie líquida de la zona de sedimentación.

El proceso biológico la fracción orgánica de los sólidos se acumula en el fondo del tanque, en donde los lodos experimentan reacciones de degradación anaerobia, donde se licuan y se reduce su volumen, provocando que se desprenda el biogás (mezcla de metano y dióxido de carbono), a la vez se presenta en menor cantidad compuestos de azufre causando olores desagradables producto de dicho desprendimiento.

La aparición de espumas en la superficie de decantación representa un mal funcionamiento del sistema; además la selección de la geometría del tanque Imhoff está basada en el número de habitantes a servir por lo que, para menores a 500 hab-eq son circulares, cuadrados o rectangulares con un solo punto de recogida de fangos, y para mayores de 500 hab-eq se emplean tanques rectangulares con dos o más puntos de recogida de fangos. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

3.6.3. Tratamiento secundario

Este tratamiento lo conforman los humedales, estos son alimentados por las aguas provenientes de las fosas sépticas y los tanques Imhoff.

Tipos de humedales artificiales

Los humedales artificiales se clasifican en función de la circulación del agua en: Humedales superficiales y subterráneos. En los humedales de flujo superficial, el agua circula en lámina libre

y se encuentra expuesta a las radiaciones solares y a la atmósfera, en cambio en los de flujo subsuperficial, el agua pasa a través del lecho filtrante recorriendo el humedal de forma subterránea.

Humedales artificiales de flujo superficial

En los humedales artificiales de flujo superficial el agua circula por la superficie del sustrato, en donde se encuentran enraizadas las plantas, del cual circulan alrededor de los tallos y hojas, en donde se encuentran en contacto directo con la atmósfera, siguiendo una trayectoria de flujo horizontal. Contienen balsas o canales con vegetación emergente y bajos niveles de agua por lo general inferiores a 0.40m, como se muestra en la Figura 7. (CEDEX, 2010)

Estos humedales de flujo superficial son una modificación del lagunaje natural, del cual se denominan lagunas con macrófitas enraizadas. Son utilizados como tratamiento terciario cuando se requiere reutilizar las aguas, empleando grandes áreas de terreno. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

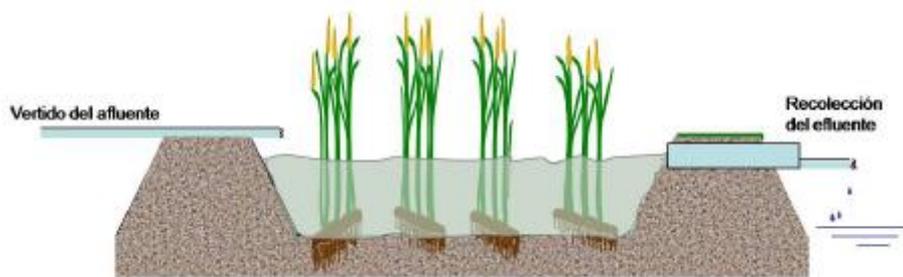


Figura 7. Humedal artificial de flujo superficial (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Humedales artificiales de flujo subsuperficial

En los humedales artificiales de flujo subsuperficial la circulación del agua es subterránea, por un medio granular (arena, gravilla, grava) con bastante permeabilidad y esta cuenta con vegetación emergente necesaria para los procesos anóxicos, debido a que el biofilm se encuentra en contacto con los rizomas y raíces de macrófitos. (CEDEX, 2010)

Los humedales de flujo subsuperficial en comparación a los de flujo superficial estos son de dimensiones menores y son usados como tratamiento secundario en poblaciones menores a 2000 habitantes. Tiene como ventaja que estos no emiten olores ya que el agua no se encuentra expuesta a la atmósfera, por lo cual se evita la proliferación de insectos. Con respecto a sus dimensiones, estos humedales son implantados en terrenos impermeabilizados a la vez que contienen el material soporte necesario para enraizar la vegetación, de la cual la más utilizada

es el carrizo y tiene una profundidad del sustrato en el punto medio del humedal de 0.5 a 1.0 m. (CEDEX, 2010)

Estos humedales tiene como desventaja que tiene a colamarse al no realizar un adecuado mantenimiento de la conductividad hidráulica, a la vez que debido al material granulado que se utiliza en estos humedales incrementará el costo de construcción. (Martín Monerris & Hernandez Crespo, 2018)

Los humedales artificiales de flujo subsuperficial tienen dos clasificaciones, según la dirección del flujo a través del sustrato, en horizontales y verticales.

Humedales artificiales subsuperficiales de flujo horizontal

Los humedales subsuperficiales de flujo horizontal el lecho de grava por lo general se encuentra saturado y con plantas de humedales emergentes como lo son el carrizo, junco entre otros. El agua ingresa al humedal por un extremo, en donde se encuentra el gavión de bolos, que a la vez distribuirá el flujo por medio del sustrato filtrante de grava-gravilla en donde se fija la vegetación, para ser recogido por el extremo opuesto y ser descargado. Por lo que fuera del humedal, existe un tubo vertical alrededor de 0.05 m por debajo del nivel de áridos que controla el nivel del encharcamiento. (CEDEX, 2010)

Acorde a Garcia Serrano y Corzo Hernández (2008) la profundidad del agua puede ser de 0.30 a 0.90 m o acorde como indica el CEDEX (2010) la profundidad del agua puede ser de 0.40 a 0.60 m.

Según Garcia Serrano y Corzo Hernández (2008) los humedales horizontales estan compuestos por los siguientes elementos:

- Estructuras de entrada del afluente
- Impermeabilización del fondo y laterales con láminas sintéticas
- Medio granular
- Vegetación emergente típica de zonas húmedas
- Estructuras de salida regulables para controlar el nivel del agua.

Los humedales horizontales de flujo subsuperficial tienen tiempos de retención del orden de varios días y requieren de una homogénea repartición y a la vez de un uniforme recogida de aguas para así cumplir los rendimientos estimados, razón por la cual las estructuras de entrada y salida deben estar diseñadas con un factor de seguridad. Con respecto a la alimentación en el humedal, esta se realiza de forma continua, pero a la vez funciona de forma intermitente,

operando con cargas de 6 g DBO/m².d, en condiciones anaerobias (donde se aprecia una ausencia de oxígeno disuelto). (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

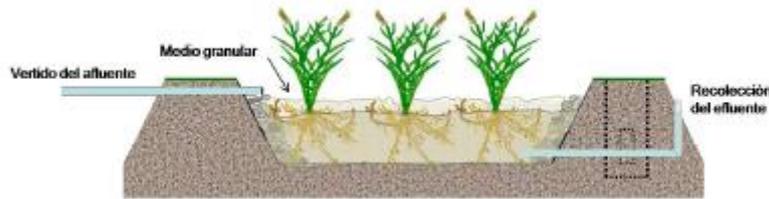


Figura 8. Humedales de flujo subsuperficial horizontal. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Humedales artificiales subsuperficiales de flujo vertical

El agua en los humedales de flujo vertical circula verticalmente por medio de un sustrato filtrante de arena-gravilla-grava de un espesor aproximado de 0.50 a 0.60 m, donde se fija la vegetación. Debido a la red de drenaje en el fondo del humedal, este permite la afluencia de los efluentes depurados, a la vez esta se conecta con un conjunto de conductos, del cual sobresalen de la capa de áridos esto con la finalidad de incrementar la oxigenación del sustrato filtrante por medio de una ventilación natural, a modo de chimenea. (CEDEX, 2010)

Operan con cargas alrededor de 20 g DBO/m².día y la alimentación del humedal se realiza de forma intermitente, con lo cual se consigue que en el medio granular no esté completamente inundado. (IWA, 2017). Donde se emplea un bombeo (temporizadores o boyas de nivel) siempre y cuando la topografía del humedal lo permita (desniveles mínimos de 1.50 m) y al uso de sifones de descarga controlada. A la vez, en algunos casos se dispone de un sistema superficial de distribución de las aguas residuales que estas ocupan en la superficie del lecho. (CEDEX, 2010)

Acorde al IWA (2017) el agua contenida en una sola carga puede provocar una buena distribución del agua de entrada en la superficie, además trabajan en condiciones aeróbicas, esto se debe a la transferencia de oxígeno que existe en el humedal, teniendo como resultado efluentes oxigenados y libres de olores, consiguiendo la eliminación del carbono orgánico (DBO₅ y DQO).

Los humedales de flujo vertical son mayormente utilizados en tratamientos secundarios, a la vez que pueden ser combinados con humedales de flujo horizontal (comunmente llamados sistemas híbridos), del cual permite que se realice el proceso de nitrificación y de desnitrificación en los humedales. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Según Garcia Serrano y Corzo Hernández (2008), los humedales de flujo vertical estan compuesto por los siguientes elementos:

- a. Estructuras de entrada del afluente
- b. Impermeabilización
- c. Medio granular
- d. Vegetación
- e. Estructuras de salida

Adicionalmente se debe incluir tuberías de aireación, una tubería por cada 4.0 m². Por lo que es necesario de un adecuado sistema de distribución recogida del agua uniforme en toda el área del sistema; además la distribución de las redes de tubería sobre la superficie puede ser a lo largo del techo o de forma radial, por lo cual se recomienda que en climas fríos se debe colocar la distribución de las tuberías entre 0.05 y 0.10 m, enterradas. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

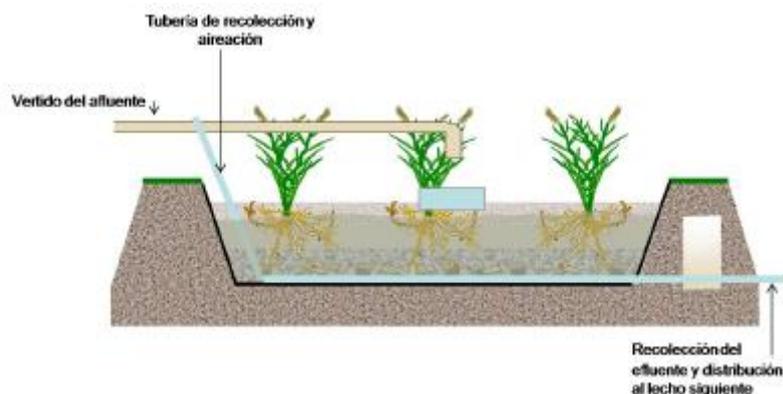


Figura 9. Humedal artificial subsuperficial de flujo vertical (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Humedales artificiales subsuperficiales de flujo vertical “Sistema frances”

Acorde al IWA (2017) estos humedales son una variante a los humedales subsuperficiales de flujo vertical debido a su eficacia al momento de tratar los lodos y aguas residuales en un solo paso. Y estos se componen de dos etapas, el tratamiento de lodos y la eliminación de materia orgánica y nitrificación.

Tal como se ha mencionado en la primera etapa que es el tratamiento de lodos, esta es alimentada con aguas residuales que pasan a través de una simple pantalla de 20 a 40 mm de malla, donde en esta etapa se produce una eliminación parcial de la materia orgánica y el proceso de nitrificación. Se recomienda dividir el humedal en tres filtros en paralelo. En la segunda etapa es donde se tiene a cabo la eliminación de la materia orgánica que no pudo ser eliminada en la primera etapa, para luego realizar el proceso de nitrificación. En esta etapa se recomienda dividir en dos filtros en paralelo; tal como se muestra en la Figura 10

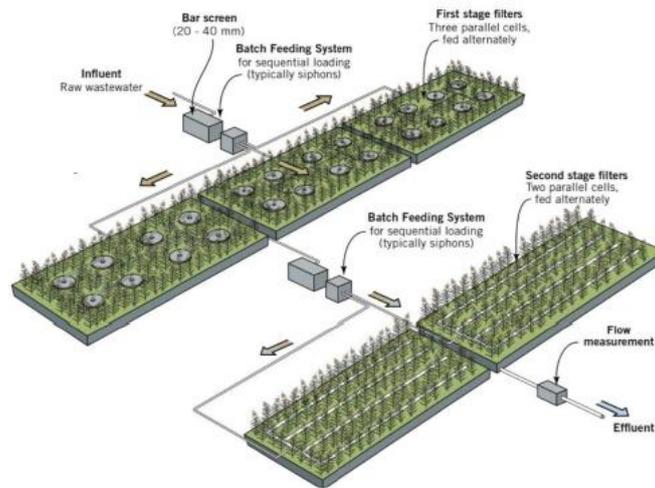


Figura 10. Esquema de un humedal vertical "sistema francés" (IWA, 2017)

En el sistema francés los lodos que han sido generados son retirados cuando alcanza una profundidad de 20 cm, que generalmente es cada 10 a 15 años. Además, debido a su simplicidad no se necesita un tratamiento primario ni biológico, y la vegetación que se utiliza en este caso los carrizos (*Phragmites*), debe estar bien establecida ya que cuando estas empiezan a crecer la capa de depósito de materia orgánica se desarrolla. (IWA, 2017)

Según el IWA (2017) la alimentación de estos humedales es de forma alternada por lo que al momento que se alimenta un filtro, los otros están en pausa, consiguiendo que se controle el crecimiento de la biomasa adherida a la superficie de las distintas celdas de filtro y a la vez se asegura una transferencia de oxígeno adecuada en el medio filtrante. También se observa una estabilización de la capa de depósito en la parte superior de los lechos de filtrado en la fase de reposo y se suelen implementar fases para conseguir que las plantas no sufran estrés.

Los filtros de la primera etapa son alimentados durante 3,5 días y reposan durante 7 días, a la vez los filtros de la segunda etapa son alimentados durante 3,5 días y estos descansan durante 3,5 días. Cabe recalcar que el patrón de alimentación requiere que el operador del sistema visite la planta de tratamiento dos veces a la semana con la finalidad de cambiar la alimentación y verificar el perfecto funcionamiento de la planta, que a la vez este puede ser reemplazado si se utiliza un sistema de alimentación con controlador lógico programable. (IWA, 2017)

En los filtros la dosificación viene dado por lotes, de los cuales un lote debe tener un volumen aproximado entre 2 y 5 cm en el filtro en funcionamiento, con esto se logra una adecuada distribución de agua a través de la superficie del filtro.

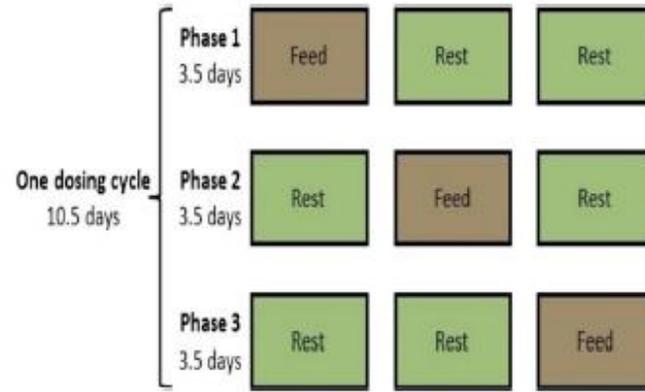


Figura 11. Esquema operativo de la primera etapa del sistema francés. (IWA, 2017)

4. Marco legislativo

En España la calidad de las masas de agua naturales se encuentra regulada por la Directiva Marco del Agua 2000/60/CE, de 23 de octubre de 2000; teniendo como objetivo el de conseguir el buen estado de todas las masas de agua, a través de medidas que ayudan a reducir vertidos de sustancias prioritarias, eliminar vertidos de sustancias peligrosas, reducir la contaminación de las aguas subterráneas, entre otras medidas.

La Directiva 91/271/CE, establece las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas, indica dos obligaciones necesarias; la primera de ellas es que “las aglomeraciones urbanas” deben disponer, acorde a los casos, de sistemas de colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales, y la segunda indica que se deben proveer los tratamientos a los que se deben someter dichas aguas para que su vertido a las aguas continentales o marinas no perjudique el buen estado de estas últimas. A su vez la normativa también establece que se deben considerar las características del emplazamiento donde van a verter las aguas residuales, siendo su tratamiento más o menos rigurosos según se efectúen el vertido en zona calificada como “sensible”, “menos sensible” o “normal”, considerando como zona sensible a aquel cuerpo de agua eutrofizados o que en un futuro pueda llegar a serlo.

Los criterios para determinar si una zona es sensible o menos sensible, acorde a la Directiva 91/271/CE son:

Zona sensible

- a. Lagos de agua dulce naturales, otros medios de agua dulce, estuarios y aguas costeras que sean eutróficos o que podrían llegar a ser eutróficos en un futuro próximo si no se adoptan medidas de protección.
- b. Aguas dulces de superficie destinadas a la obtención de agua potable que podrían contener una concentración de nitratos superior a los que establecen las disposiciones pertinentes de la Directiva 75/440/CEE del Consejo, de 16 de junio de 1975, relativa a la calidad requerida para las aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable.
- c. Zonas en las que sea necesario un tratamiento adicional para cumplir las directivas del Consejo.

Zona menos sensible

Se considera zona menos sensible cuando el vertido de aguas residuales no tiene efectos negativos sobre el medio ambiente, ya sea por su morfología, hidrología o condiciones hidráulicas específicas existente en la zona.

La antigua Directiva 91/271/CE queda traspuesta a la normativa española por el Real Decreto Ley 11/1995 por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales, el Real Decreto 509/1996 que desarrolla al Real Decreto Ley 11/1995 y el Real Decreto 2116/1998, que modifica al anterior. Además, el Real Decreto 817/2015, en base a lo estipulado en la Directiva Marco del Agua 2000/60/CE, establece los criterios de seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales y las normas de calidad ambiental.

5. Características de la zona

5.1. Geografía

Alcublas es un municipio de la comarca de Los Serranos en la provincia de Valencia, Comunidad Valenciana, España. En la Figura 12 se muestra la localización del municipio en la Comarca Los Serranos

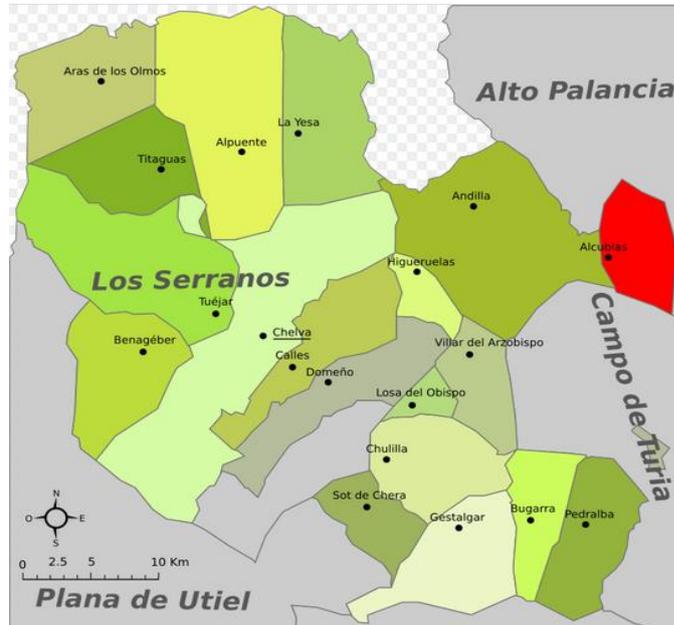


Figura 12. Mapa de la ubicación de Alcublas en la Comarca de los Serranos (Fundación Wikipedia, 2020)

El término municipal de Alcublas tiene una superficie de 43.5 km² y sus límites municipales, como se observa en la Figura 13, son los siguientes:

Por el norte, limita con Sacañet (Provincia de Castellón)

Por el este, limita con Altura (Provincia de Castellón)

Por el sur, limita con Casinos (Provincia de Valencia)

Por el oeste, limita con Andilla (Provincia de Valencia)



Figura 13. Mapa de los límites municipales de Alcublas. (Instituto Geográfico Nacional, 2020)

5.2. Demografía

La población empadronada actualmente en el municipio de Alcublas es de 628 habitantes (Portal de Información Argos, Generalitat Valenciana, 2019). En la Figura 14 se observa un decrecimiento de la población histórico a medida que transcurren los años. En el año 2008 se observa un aumento poblacional, pero a partir de dicho año se observa una pendiente decreciente hasta la actualidad.

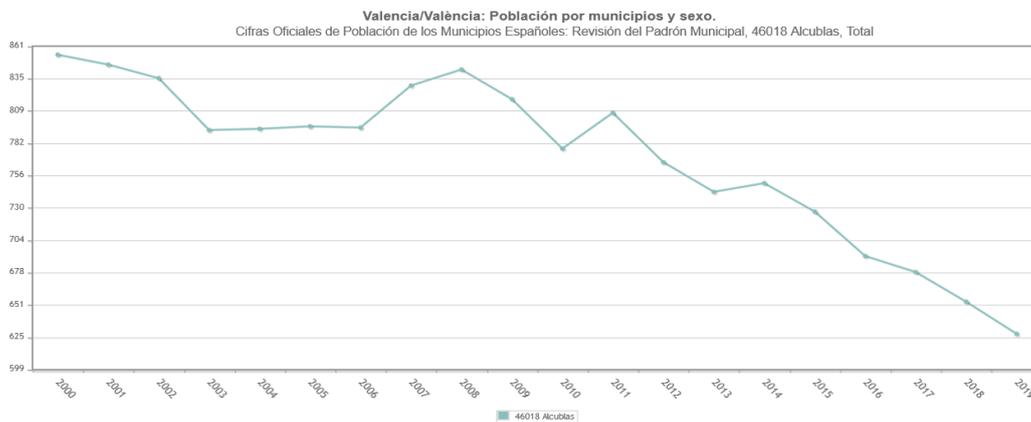


Figura 14. Evolución de la población (Instituto Nacional de Estadística, 2020)

Se considera importante el apartado de demografía para el diseño propuesto de la EDAR del municipio, ya que a pesar de que el censo indique una población en torno a 628 habitantes, en periodos festivos, en la temporada de verano se puede llegar a cuadruplicar dicha población, alcanzando valores próximos a los 2500 habitantes (según un informe de 2013 del Ministerio de

Hacienda y Administración Públicas la población de Alcublas ascendió en la época estival hasta unos 2487 habitantes).

5.3. Climatología

El clima de Alcublas es clasificado como cálido y templado acorde a la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), esto quiere decir que los veranos son cortos, calientes y sin nubosidad, y en la temporada invernal suele ser larga, fría, venta y parcialmente nublada.

Durante el transcurso del año, la temperatura en Alcublas varía de 0 °C a 28 °C. Durante el período cálido del año, que suele transcurrir desde el 15 de junio hasta el 15 de septiembre (tres meses aproximadamente), la temperatura máxima promedio diaria es 25 °C, registrándose en 2018 una temperatura máximo promedio de 28 °C y una temperatura mínima promedio de 17 °C. Por otro lado, durante la temporada fresca, que habitualmente transcurre del 15 de noviembre al 15 de marzo (cuatro meses aproximadamente), se observa una temperatura máxima promedio diaria de 14 °C, estando el día más frío del año habitualmente en la primera quincena de enero, con una temperatura mínima promedio de 0 °C (año 2018) y máxima promedio de 11 °C (año 2018). En la Figura 15 se observa la variación de la temperatura anteriormente citada, para el año 2018, en términos de máxima y mínimo promedio diaria.

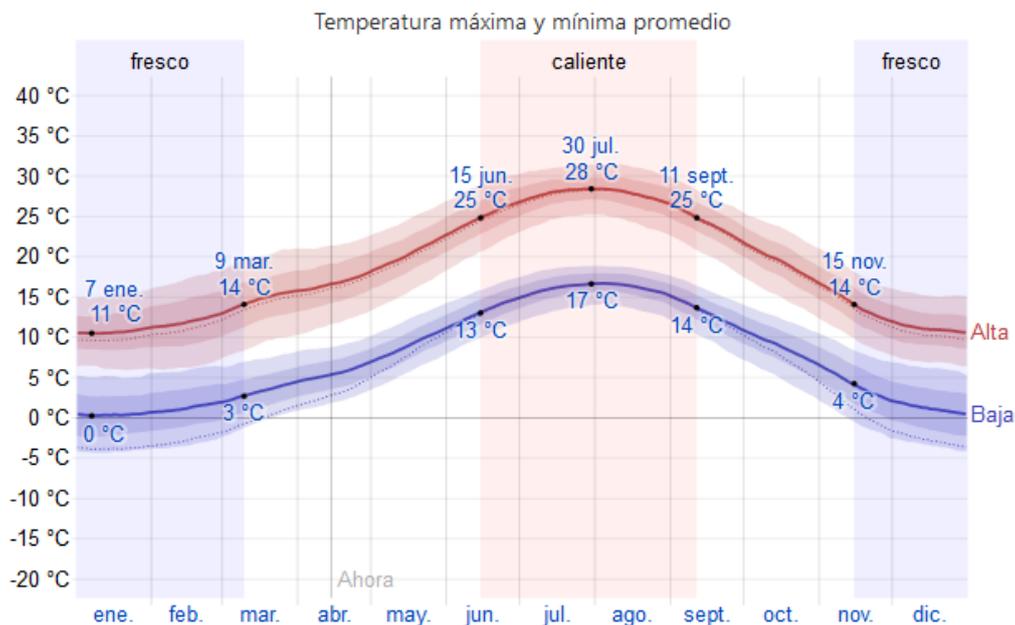


Figura 15. Temperatura máxima y mínima promedio del municipio de Alcublas. (Cedar Lake Ventures, 2018)

Estos datos son importantes de considerar para el diseño de la EDAR del municipio, ya los procesos de depuración biológicos se ven afectados de manera importante por las variaciones de las temperaturas. Temperaturas bajas ocasionan una limitación o una total carencia del crecimiento de las bacterias heterótrofas y autótrofas, por lo cual es necesario un adecuado

diseño del humedal para que este evite temperaturas bajas, provocando heladas (formación de costras de hielo) en el agua del cual tiene como resultado la inhibición de la actividad bacteriana. (IWA, 2017)

En cuanto a la precipitación, en el 2018 Alcublas registró una máxima precipitación diaria promedio de 41 mm en el mes de octubre, mientras que en el mes de julio registró la mínima precipitación diaria promedio 8 mm, tal como se aprecia en la Figura 16.

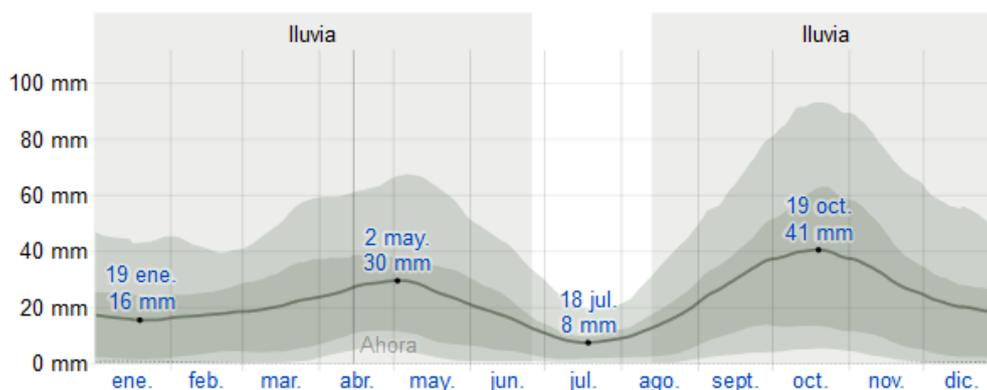


Figura 16. Precipitación promedio mensual (Cedar Lake Ventures, 2018)

5.4. Ecología

Entre las especies a destacar en el municipio de Alcublas se encuentran la perdiz común (*Alectoris rufa*), la grajilla (*Corvus monedula*), la coballa negra (*Oenanthe oenanthe*), la collalba rubia (*Oenanthe hispanica*), el jilguero (*Carduelis carduelis*), rapaces como el águila culebrera (*Circaetus gallicus*), el águila calzada (*Hieraetus pennatus*) que nidifica en verano en la Península Ibérica, el águila perdicera (*Hieraetus fasciatus*) y el búho real (*Bubo bubo*). (Cerveró Pozo, Cerveró Ferrer, & Izaguirre Blasco, 2010)

Los mamíferos más habitables en Alcublas son el zorro *Vulpes vulpes*), la ardilla común (*Sciurus vulgaris*) y el lirón careto (*Eliomys quercinus*), el erizo común (*Erinaceus europaeus*), la musaraña común (*Crocidura russula*), la musarañita (*Suncus etruscus*), el topo común (*Talpa europaea*), la rata campestre (*Rattus rattus*), el ratón de campo (*Sylvaemus sylvaticus*), el topillo común (*Pitymus duodecimcostatus*), el topo ciego (*Talpa caeca*), la liebre (*Lepus granatensis*), el conejo (*Oryctolagus cuniculus*). Mientras que, con respecto a los ecosistemas acuáticos, las especies de anfibios protegidas son el gallipato (*Pleurodeles waltl*) y el sapo de espuelas (*Pelobates cultripes*). (Cerveró Pozo, Cerveró Ferrer, & Izaguirre Blasco, 2010)

Las principales formaciones vegetales que se pueden observar en el municipio son los carrascales (vegetación endémica de la zona). (Cerveró Pozo, Cerveró Ferrer, & Izaguirre Blasco, 2010)

En Alcuébar existen numerosas balsas que buscan mantener la fauna del municipio, fundamentalmente a los anfibios protegidos, como son la Balsilla, la Balsa Silvestre, la Balsa Pedrosa y la Balsa Calzón. Su lejanía a la localización de la EDAR del municipio (1.5 Km la más cercana) hace que no se haya planteado explícitamente una reutilización del agua tratada para regenerar las mismas. A pesar de ello, la mejora del dimensionamiento de la EDAR para mejorar la calidad de su agua tratada hace que dicha agua sea adecuada para este fin y que en un futuro resultare interesante estudiar la viabilidad de su transporte y reutilización. De momento este fin queda fuera del alcance del trabajo.

6. Dimensionamiento del sistema de tratamiento.

6.1. Caudales de entrada

El efluente proveniente de la red de colectores del municipio a una red unitaria será el que se tratará en el humedal artificial. Al ser un municipio de pequeña población que dispone de un sistema de depuración, se optará por utilizar para el diseño del humedal, datos disponibles en la página web de la EPSAR.

Tabla 2 Población estimada en función de la época del año. (Instituto Nacional de Estadística, 2020) (Ministerio de Hacienda , 2018)

	N de habitantes	N de días/año
Población continua	628	365
Población estacional	2437	31 (agosto)

Teniendo una población de 628 habitantes en la temporada de invierno (población continúa), se diseñará con una población estacional de 2437 habitantes en la temporada de verano.

El cálculo de caudales se efectúa por medio de lo que describe Garcia Serrano & Corzo Hernández (2008) en la “Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial”.

Caudal medio diario

Se asumirá una producción de agua residual de 125 l/hab.d multiplicado por el número de habitantes de la población fija y estacional se determinará el caudal medio en cada población (continua y estacional) obtenidos en la Tabla 3.

Tabla 3. Caudales medios a partir del número de habitantes y del caudal medio diario

	$Q_{med,d} (m^3/d)$
Población continua	78.5
Población estacional	304.63

Caudal medio horario

El caudal medio horario se determina dividiendo el caudal medio diario para las 24 horas que tiene un día.

$$Q_{med,h} = \frac{Q_{med,d}}{24} \quad (1)$$

Tabla 4. Caudal medio horario

	$Q_{med,h} (m^3/h)$
Población continua	3.27
Población estacional	12.69

Caudal medio por segundo

El caudal medio por segundo se determina dividiendo el caudal medio diario para los 86400 segundos que tiene un día.

$$Q_{med,s} = \frac{Q_{med,d}}{86400} \quad (2)$$

	$Q_{med,h} (m^3/s)$
Población continua	0.00091
Población estacional	0.00353

Caudal punta diario

El caudal punta diario es el producto del caudal medio diario por el coeficiente punta, del cual es recomendable utilizar los siguientes valores para municipios pequeños, especificado en la “Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial”. De García y Corzo (2008)

Tabla 5. Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Coeficiente punta diario	1.2 – 2.0	1.7
Coeficiente mensual	1.0 – 1.5	1.2

El caudal punta diario se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$Q_{punta,d} = Q_{med,d} \times 1.7 \quad (3)$$

Tabla 6. Caudales punta para la población continua y estacional

	$Q_{punta,d} (m^3/d)$
Población continua	133.45
Población estacional	517.86

Caudal punta horario

El caudal punta horario se lo calcula por medio del coeficiente punta horario (C_{ph}), del cual se calcula tanto para la temporada de invierno y la de verano

$$C_{ph} = \frac{5}{p^{1/6}} \quad (4)$$

Donde,

P= Población en miles de habitantes

Tabla 7. Coeficiente punta horario para las poblaciones continua y estacional

	C_{ph}
Población continua	5.40
Población estacional	4.31

Entonces, para el cálculo del caudal punta horario será por medio de la siguiente fórmula:

$$Q_{punta,h} = Q_{med,h} \times C_{ph} \quad (5)$$

Tabla 8. Caudal punta horario para la población continua y estacional

	$Q_{punta,h} (m^3/h)$
Población continua	17.67
Población estacional	54.71

Caudal máximo diario

Para el cálculo del caudal máximo diario se utiliza el caudal punta diario

$$Q_{max,d} = Q_{punta,d} \times 2 \quad (6)$$

Tabla 9. Caudal máximo diario para la población continua y estacional

	$Q_{max,d} (m^3/d)$
Población continua	266.90
Población estacional	1035.73

Caudal máximo instantáneo

Para el cálculo del caudal máximo instantáneo se utiliza el caudal medio diario

$$Q_{max,i,s} = \frac{Q_{med,d} \times 10}{86400} \quad (7)$$

Tabla 10. Caudal máximo instantáneo para la población continua y estacional

	$Q_{max,i} (m^3/s)$
Población continua	0.01
Población estacional	0.04

Caudal mínimo diario

Para el cálculo del caudal mínimo diario se utilizará un 30% del caudal medio diario. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

$$Q_{min,d} = Q_{med,d} \times 30\% \quad (8)$$

Tabla 11. Caudal mínimo diario para la población continua y estacional

	$Q_{min,d} (m^3/d)$
Población continua	23.55
Población estacional	91.39

6.2. Caracterización del agua residual

Al no disponer de datos para caracterizar el agua residual que se vierte al cuerpo de agua dulce, se propone utilizar los valores proporcionados por la EPSAR en su informe de gestión 2018, donde se proporcionan datos de DBO₅, DQO y SS, a la vez se propone de utilizar valores de emisión másica unitaria para las concentraciones de nitrógeno y fósforo, esto sugerido por García y Corzo (2008).

Tabla 12. Concentraciones del influente. (Entidad Pública de Saneamiento de Aguas Residuales de la Comunidad Valenciana, 2018)

Parámetro	Concentración del influente (mg/l)
DQO	530
DBO ₅	277
SS	248

Para las concentraciones de Nitrógeno y Fosforo, se utilizarán los siguientes valores de velocidades de emisión (VEMU) en pequeños municipios.

Tabla 13. Valores de velocidades de emisión másica unitaria (VEMU) en pequeños municipios. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Parámetro	Concentración (mg/l)	VEMU (g/hab.día)
SST	200	30
DBO5	280	40
DQO	600	85
Nitrógeno Total	50	7.5
Fósforo Total	12	1.7

Y la siguiente fórmula:

$$C = \frac{VEMU \times 1000}{\beta \times D} \quad (9)$$

Donde,

C: Concentración del contaminante, mg/l

VEMU: Velocidad de emisión másica unitaria, g/hab.día

D: Dotación (l/hab.día)

β : Coeficiente de retorno del agua residual

Se obtiene los siguientes valores:

$$N_T = \frac{7.5 \times 1000}{0.85 \times 150} = 58.82 \text{ mg/l}$$

$$P_T = \frac{1.7 \times 1000}{0.85 \times 150} = 13.33 \text{ mg/l}$$

A continuación, se muestra en la tabla 6 las concentraciones del influente proporcionadas por la EPSAR y las concentraciones de Nitrógeno y Fósforo previamente calculadas, junto con los límites legales de vertido vigentes en España según la Directiva 91/271/CEE "Sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas"

Tabla 14. Valores de concentración de contaminantes del influente y los límites permisibles legales en España DE 91/271/CEE

Parámetro	Concentración del influente (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)
SS (mg/l)	248	35
DBO5 (mg/l)	277	25
DQO (mg/l)	530	125
N (mg/l)	58.82	15
P (mg/l)	13.33	2

6.3. Pretratamiento

6.3.1. Aliviadero

La principal función que tiene el aliviadero es el de prevenir futuras inundaciones dentro del canal y a la vez aliviar el exceso el exceso de caudal. Dicho volumen, que se encuentra diluido de manera que la concentración en contaminantes sea similar al de un agua tratada. Por lo tanto, el caudal que debe ser evacuado se expresa en la siguiente ecuación:

$$Q_v = Q_{lluv} - 6 \times Q_{med,d} \quad (10)$$

Donde,

Q_v : Caudal de vertido que se debe evacuar al aliviadero (m^3/s)

Q_{lluv} : Caudal de lluvia mas el agua residual que llega a la depuradora, se tomará un valor bibliográfico de $0.1 m^3/s$

$Q_{med,d}$: Caudal medio diario, m^3/s

A la vez se utilizará un coeficiente de dilución de 10, de manera que, si la concentración de cada parámetro del agua se diluye en dicho valor, el agua se encuentra tratada.

$$Q_v = 0.1 - 6 \times \left(\frac{125}{86400}\right)$$

$$Q_v = 0.091 \frac{m^3}{s} = 91.319 l/s$$

Para determinar la longitud del vertedero, será por medio de la ecuación simplificada de Francis (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008), donde se debe determinar la altura de la lámina de agua

$$Q = 1.83 \times (1 - (0.2 \times H)) \times (H)^{1.5} \quad (11)$$

Donde,

Q: Caudal por metro lineal, m³/s

H: Altura de la lámina de agua sobre el vertedero, m

Para determinar la altura de la lámina de agua sobre el vertedero, se utilizará un ancho del canal de 0.3 m y una velocidad del agua de 0.9 m/s. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008).

(Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008) menciona un valor recomendado para el coeficiente de dilución puede estar alrededor de 10. Para el diseño se establece un valor de 6 para el coeficiente de disolución, obteniéndose de forma que, de si la concentración de cada parámetro del agua residual diluye esta cantidad, el agua se encuentra tratada. Por lo que se compone de una parte de agua residual y 5 partes de agua lluvia.

El caudal en exceso que circule por el aliviadero será el que supere 6 veces el caudal medio diario, siendo este el caudal máximo instantáneo.

La altura de agua se la calcula para el caudal de lluvia y para el caudal máximo instantáneo por medio de la siguiente ecuación:

$$P_{(m)} = \frac{Q_{m\acute{a}x,i}}{vel \times ancho} \quad (12)$$

A la vez para determinar el $Q_{m\acute{a}x,i}$, se lo determinará por medio de la siguiente ecuación

$$Q_{m\acute{a}x,i} = \frac{Q_{med,d} \times 6}{86400} \quad (13)$$

$$Q_{m\acute{a}x,i} = \frac{125 \times 6}{86400}$$

$$Q_{m\acute{a}x,i} = 0.009 \text{ m}^3/\text{s}$$

Reemplazando el caudal máximo instantáneo $Q_{m\acute{a}x,i}$ en la ecuación de la altura de agua

$$P_{(m)} = \frac{0.009}{0.9 \times 0.3}$$

$$P_{(m)} = 0.0322 \text{ m m}$$

Reemplazando el caudal de lluvia, m³/s en la ecuación de altura de agua

$$P_{(l)} = \frac{Q_{llov}}{vel \times ancho} \quad (14)$$

$$P_{(u)} = \frac{0.1}{0.9 \times 0.3}$$

$$P_{(u)} = 0.37 \text{ m}$$

Entonces el valor de H será la diferencia de las dos alturas

$$H = P_{(u)} - P_{(m)} \quad (15)$$

$$H = 0.37 - 0.0322 = 0.3382 \text{ m}$$

Por lo cual el caudal del vertedero es el siguiente

$$Q = 1.83 \times (1 - (0.2 - 0.3382)) \times (0.3382)^{1.5} \quad (16)$$

$$Q = 0.336 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces la longitud del vertedero será

$$L = \frac{Q_v}{Q} \quad (17)$$

$$L = \frac{0.091}{0.327}$$

$$L = 0.272 \text{ m}$$

Se considera una longitud de vertedero de 0.3 m, como factor de seguridad, a la vez se deberá colocar en el canal una reja con una separación entre barrotes de 100 mm y deberá ser de limpieza manual. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

6.3.2. Canal de desbaste

El canal de desbaste está compuesto por los enrejados y un desarenador. Para el diseño del canal de desbaste estará basado en el libro de García Serrano & Corzo Hernández (2008).

En la Tabla 15. se muestran los parámetros a seguir para un correcto diseño y funcionamiento de los enrejados según García y Corzo (2008)

Tabla 15. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Características	Reja de Gruesos	Reja de Finos
Modo de funcionamiento	Manual	Automático
Anchura de los barrotes (mm)	>12	<6
Luz entre los barrotes (mm)	50-100	10-25

Pendiente con relación a la vertical (grados)	30-45	30-45
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3-0.6	0.3-0.6
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

Según García y Corzo (2008), se recomienda un valor fijo para el ancho del canal entre 0.2 y 2 m, para el diseño se eligió un valor 0.3 m, para poder determinar el ancho útil de paso con la siguiente ecuación

$$W_u = (A_c - n \times A_b) \times \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (18)$$

Donde,

W_u : Ancho útil de paso, m

A_c : Ancho de canal, m

n : número de barrotes.

A_b : Ancho de barrotes, m

G : Grado de colmatación

Rejas de grueso

Para las rejas de grueso, se consideraron los siguientes valores de diseño:

Tabla 16. Valores de diseño.

Ancho barrotes	15 mm
Luz entre barrotes	50 mm
Colmatación	30 %
Inclinación	45 grados (facilidades de limpieza manual)
Ancho de canal:	0.3 m

Se determina el número de barrotes que será el número de espacios menos uno y este es calculado por la siguiente ecuación,

$$A_c = n_e \times l_b + n_b \times A_b \quad (19)$$

Donde,

A_c : Ancho de canal, m

n_e : Número de espacios

l_b : Luz entre barrotes, m

n_b : Número de barrotes

A_b : Ancho de barrotes, m

Despejando el número de espacios, se obtiene la siguiente ecuación

$$n_e = \frac{A_c + A_b}{l_b + A_b} \quad (20)$$

$$n_e = \frac{0.30 + 0.015}{0.05 + 0.015}$$

$$n_e = 5$$

Para determinar el número de barrotes, es por medio de la siguiente ecuación

$$n_b = n_e - 1 \quad (21)$$

$$n_b = 5 - 1$$

$$n_b = 4$$

Con los datos obtenidos se calcula el ancho útil de paso

$$W_u = (0.30 - 4 \times 0.015) \times \left(1 - \frac{30}{100}\right)$$

$$W_u = 0.168 \text{ m}$$

Para determinar el calado necesario para un grado de colmatación determinado, es por medio de la siguiente ecuación, asumiendo una velocidad de aproximación de 0.3 m/s.

$$h = \frac{Q}{v_{aprox}} \times \frac{1}{W_u} \quad (22)$$

Donde,

h: Calado, m

Q: Caudal de paso, m³/s

v: Velocidad de aproximación, m/s

$$h = \frac{0.012}{0.3} \times \frac{1}{0.168}$$

$$h = 0.238m$$

Se considera un calado de resguardo de 0.30 m, debido a que es un canal de sección rectangular por lo que el calado total sería el calado previamente calculado más el calado de resguardo, dando un valor de 0.54 m. García y Corzo (2008), considera el de redondear el calado, por lo cual el calado total será de 0.55 m

Para el cálculo de la longitud del canal, se utiliza un tiempo de retención hidráulico entre los valores de 5 a 15 segundos, recomendado por (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008), del cual se fija para el diseño un tiempo de retención hidráulico de 5 segundos, con la siguiente ecuación:

$$L = T_H \times v \quad (23)$$

$$L = 5 \times 0.3$$

$$L = 1.5 m$$

Reja de finos

Para determinar el número de espacios y el número de barrotes, se utilizarán los siguientes valores,

Tabla 17. Valores de diseño de reja de finos

Ancho útil	0.18 m
Grado de colmatación	30 %
Ancho de canal	0.30 m
Ancho de barrotes	5 mm
Luz entre barrotes	15 mm

Para determinar el número de espacios, se utilizará la siguiente ecuación:

$$n_e = \frac{A_c + A_b}{l_b + A_b} \quad (24)$$

$$n_e = \frac{0.30 + 0.005}{0.015 + 0.005}$$

$$n_e = 15$$

Para determinar el número de barrotes, es por medio de la siguiente ecuación

$$n_b = n_e - 1 \quad (25)$$

$$n_b = 15 - 1$$

$$n_b = 14$$

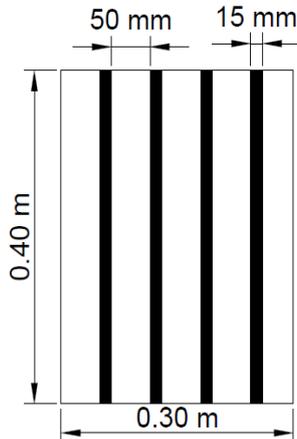


Figura 18. Diseño de reja de grueso

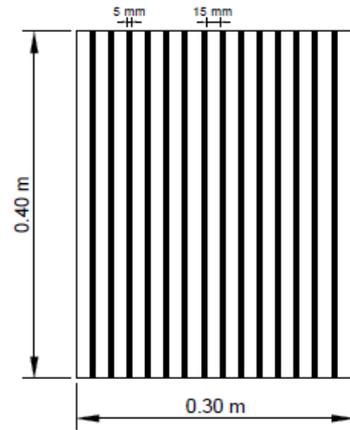


Figura 17. Diseño de reja de fino

Volumen de residuos

Para determinar el volumen de sólidos va a depender según el tipo de reja o tamiz que se utilicen para el diseño y a la vez según el sistema de alcantarillado y de la ubicación geográfica.

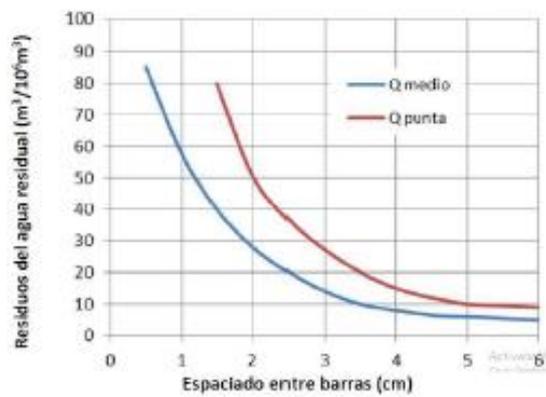


Figura 19. Cantidad de residuos obtenidos por rejas de barras de limpieza mecánica. (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

Para el cálculo de los sólidos recogidos, se lo determinará por la siguiente fórmula

$$\text{Sólidos producidos} = \text{Cantidad de residuos} \times Q_{med,d} \quad (26)$$

Donde,

Sólidos producidos, l/d

Cantidad de residuos, l/m³

$Q_{med,d}$: Caudal medio diario, m³/d

Rejas gruesas

$$\text{Sólidos producidos} = 7.00/10^6 \times 150.00$$

$$\text{Sólidos producidos} = 1.0500 \text{ l/d}$$

Rejas finas

$$\text{Sólidos producidos} = 40.00/10^6 \times 150.00$$

$$\text{Sólidos producidos} = 6 \text{ l/d}$$

Desarenador

Para el diseño del desarenador se utilizan los valores recomendados por García y Corzo (2008)

Tabla 18. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenadores. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Parámetro	Valor	
	Intervalo	Valor típico
Flujo horizontal (canal de desbaste)		
Carga hidráulica		<70 m ³ /m ² -hora (a $Q_{m\acute{a}x}$)
Velocidad horizontal del agua	0.2 - 0.4 m/s	0.3 m/s
Tiempo de retención	45 - 90 s	60 s
Longitud	20 - 25 veces la altura de la lámina de agua	
Relación Largo - ancho	1.5 - 3.0	2
Aireadores de flujo helicoidal		
Carga hidráulica		<70 m ³ /m ² - hora ($Q_{m\acute{a}x}$)
Velocidad horizontal		<0.15 m/s
Tiempo de retención a caudal punta	2 - 5 min	3
Relación anchura - profundidad	1:1 a 5:1	1.5:1.10
Longitud	7.5 a 20 m	
Anchura	2.5 a 7 m	
Suministro de aire	0.20 - 0.60 m ³ /min	0.5

Utilizando el valor de la Tabla 11, de la velocidad horizontal del agua de 0.3 m/s, con la finalidad de obtener una sedimentación para las arenas y un caudal máximo diario, por medio de la siguiente ecuación se calcula la sección transversal:

$$A = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V_{hor}} \quad (27)$$

Donde,

$Q_{m\acute{a}x}$: Caudal máximo, m³/s

V_{hor} : Velocidad horizontal del agua (m/s)

$$A = \frac{0.012}{0.3}$$

$$A = 0.040 \text{ m}^2$$

Con la relación largo – ancho, se procede a determinar el ancho del canal:

$$W = \frac{L}{\text{relación largo – ancho}} \quad (28)$$

Donde,

W: Ancho del canal, m

L: Largo del canal, m

$$L = W \times \text{relación largo – ancho}$$

$$L = 0.4 \times 2$$

$$L = 0.8 \text{ m}$$

Una vez determinado el valor de la longitud, se determina el calado de la zona del desarenador con la siguiente ecuación:

$$h = \frac{A}{W} \quad (29)$$

Donde,

A: Sección transversal, m²

W: Ancho del canal, m

$$h = \frac{0.04}{0.4}$$

$$h = 0.10 \text{ m}$$

Debido a que el calado de la zona del desarenador es mucho menor que la del canal de desbaste de rejas previamente calculado, por lo tanto, por seguridad se utilizará un valor mayor al calculado de 0.40 m.

Con los valores previamente calculado, se verifica la carga hidráulica superficial con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{Q}{L \times W}$$

Donde,

C_s : Carga hidráulica superficial, $m^3/m^2 \cdot h$

Q: Caudal máximo diario, m^3/h

L: Longitud del canal de la zona de desarenado, m

$$C_s = \frac{1035.73}{1.6 \times 0.4}$$

$$C_s = 67.43 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

Se utiliza una longitud de canal de 1.6 m en vez del valor obtenido previamente debido a que la carga hidráulica superficial daba mayor a $70 m^3/m^2 \cdot h$.

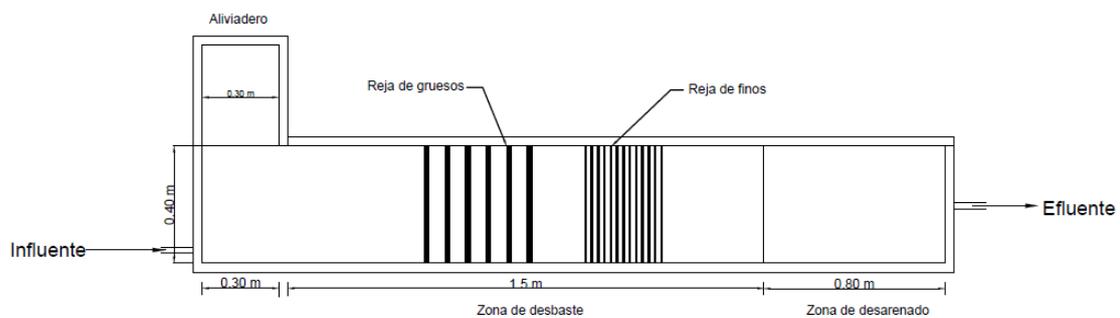


Figura 20. Vista en planta de pretratamiento

6.3.3. Tanque Imhoff

El tanque Imhoff se lo utilizará como tratamiento primario ya que su principal objetivo es el de minimizar los sólidos en suspensión, por lo general para poblaciones pequeñas se utilizan tanto los tanque Imhoff como las fosas sépticas, pero para el diseño se eligió el tanque Imhoff, ya que este tiene como ventaja el de mejorar la sedimentación de los sólidos con respecto a las fosas

sépticas con la finalidad de evitar burbujas de gases formados durante la digestión lleguen a la superficie.

Se diseñan dos tanques rectangulares, con las mismas consideraciones de diseño y con una recogida de fangos para cada uno de los tanques, a la vez se utiliza la mitad de la población con lo cual se obtiene una reducción en la altura total y una reducción de coste de construcción y mantenimiento.

García y Corzo (2008), recomiendan los siguientes valores para el diseño del tanque Imhoff

Tabla 19. Valores recomendados para el diseño del Tanque Imhoff. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Parámetro	Unidades	Rango	Valor usual
Zona de decantación			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m ³ /m ² . d	24 - 40	32
Tiempo de retención a Q _{med}	h	2-4	3
Tiempo de retención a Q _{punta horario}	h	-	1
Velocidad horizontal punta horaria	m/min	-	< 0.3
Relación longitud/ancho	-	2/1 - 5/1	3/1
Pendiente de la cámara de decantación	-	1.25:1.0 - 1.75:1.0	1.5:1.0
Obertura inferior	m	0.15 - 0.3	0.25
Pestana inferior	m	0.15 - 0.3	0.25
Deflector debajo de la superficie	m	0.25 - 0.4	0.3
Deflector encima de la superficie	m	0.3	0.3
Resguardo	m	0.45 - 0.6	0.6
Zona de escape de gases			
Área (% de la superficie total)	%	15 - 30	20
Anchura	m	0.45 - 0.75	0.6
Zona de digestión			
Tiempo de digestión	años	0.5 - 1.5	1
Tasa de emisión unitaria de lodos	L/hab. Año	100 - 200	140
Tubería de extracción de lodos	m	0.2 - 0.3	0.25
Distancia libre hasta el nivel del lodo	m	0.3 - 0.9	0.6
Profundidad total del agua en el tanque (desde la superficie hasta el fondo)	m	7-9	9

Se diseñará por separado las zonas de decantación y de digestión.

Zona de decantación

Para determinar la zona de decantación, primero se determina la superficie del tanque, expresada en la siguiente ecuación, del cual considera el caudal punta diario y la carga

superficial, a la vez se debe considerar que el caudal punta diario se lo divide para dos, debido a que se diseñará dos tanque Imhoff.

$$S_d = \frac{Q_{punta,d}}{L_H} \quad (30)$$

Donde,

S_d : Superficie de la zona de decantación, m

$Q_{punta,d}$: Caudal punta diario, m³/h

L_H : Carga hidráulica superficial punta diaria, m³/m².h

$$S_d = \frac{258.93}{24}$$

$$S_d = 10.78 \text{ m}$$

Una vez determinada la superficie, se procede a calcular las dimensiones del tanque, utilizando una relación longitud/ancho, acorde a la tabla 12, para el diseño se eligió un valor de 2/1, dando como resultado una longitud de 4.65 m y un ancho de 2.32.

Para cumplir con la velocidad horizontal y con el tiempo de retención, se debe de sobredimensionar el tanque y así se obtiene una menor profundidad. Dando como resultado los siguientes valores finales para las dimensiones del tanque:

Longitud: 6.50 m

Ancho: 3.25 m

Con estas dimensiones se obtiene una nueva superficie de la zona de decantación de 21.13 m²

Además, la zona de decantación del tanque Imhoff tiene la configuración de la figura 18, en esta configuración la profundidad está en función de la geometría de un prisma con base triangular

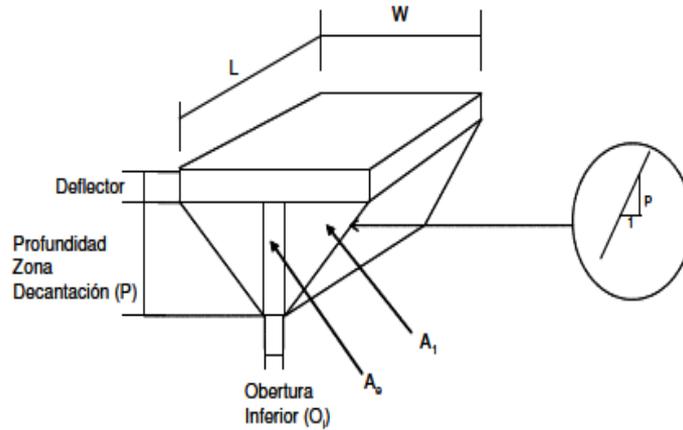


Figura 21. Esquema de la zona de decantación de un tanque Imhoff. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

La profundidad se la determina con la ecuación, del cual se define la pendiente de las paredes con el valor de 1.50:1 y la abertura inferior de 0.30 m.

$$P = \left[\frac{W - O_i}{2} \right] \times p \quad (31)$$

Donde,

P: Profundidad de la zona de decantación, m

W: Ancho de decantación, m

O_i : Longitud de la abertura inferior, m

p: Pendiente de la zona de decantación, m/m

$$P = \left[\frac{3.25 - 0.30}{2} \right] \times 1.50$$

$$P = 2.21 \text{ m}$$

Una vez obtenido la pendiente de la zona de decantación, se procede a calcular las áreas A_1 y A_e y la superficie total del triángulo, por medio de la siguiente ecuación.

$$A_1 = \left[\frac{W - O_i}{2} \right] \times \frac{P}{2} \quad (32)$$

Donde,

A_1 : Superficie del triángulo, m^2

W: Ancho de decantación, m

O_i : Longitud de la abertura inferior, m

P: Profundidad de la zona de decantación, m

$$A_1 = \left[\frac{3.25 - 0.30}{2} \right] \times \frac{2.21}{2}$$
$$A_1 = 1.63 \text{ m}^2$$

Para determinar la superficie del rectángulo, es por medio de la siguiente ecuación:

$$A_e = O_i \times P \quad (33)$$

Donde,

A_e : Superficie del rectángulo, m^2

O_i : Longitud de la abertura inferior, m

P: Profundidad de la zona de decantación, m

$$A_e = 0.30 \times 2.21$$
$$A_e = 0.66 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, la superficie total de la base del triángulo es por medio de la siguiente fórmula:

$$A_t = 2 \times A_1 + A_e \quad (34)$$

Donde,

A_t : Superficie total de la base triangular, m

$$A_t = 2 \times 1.63 + 0.66$$
$$A_t = 3.93 \text{ m}^2$$

Para determinar el volumen de la zona de decantación, se calcula tomando como referencia al de un prisma, con la siguiente fórmula, del cual la altura de la zona sumergida del deflector debajo de la superficie es de 0.30 m:

$$V_{dec} = (h_{deflector} \times S) + (A_t \times L) \quad (35)$$

Donde,

V_{dec} : Volumen de la zona de decantación, m^3

$h_{deflector}$: Altura de la zona sumergida del deflector, m

S: Superficie final de la zona de decantación, m^2

A_t : Superficie total de la base triangular, m

L: Longitud de decantación, m

$$V_{dec} = (0.3 \times 21.125) + (3.93 \times 6.50)$$

$$V_{dec} = 31.86 \text{ m}^3$$

Comprobaciones

Para continuar con el diseño del humedal, es necesario de comprobar que cumpla los siguientes requisitos el tanque Imhoff

$$v_{punta,h} = \frac{Q_{punta,h}}{A_t \times 60} < 0.30 \quad (36)$$

$$2 < T_{H \text{ medio}} = \frac{V_{dec} \times 24}{Q_{med,d}} < 4 \quad (37)$$

$$T_{H \text{ punta}} = \frac{V_{dec}}{Q_{punta,h}} \geq 1 \quad (38)$$

Donde,

$v_{punta,h}$: Velocidad horizontal punta horaria, m/min

$Q_{punta,h}$: Caudal punta horario, m³/h

$T_{H \text{ medio}}$: Tiempo de retención a caudal medio, h

V_{dec} : Volumen de la zona de decantación, m³

$Q_{med,d}$: Caudal medio diario, m³/d

$T_{H \text{ punta}}$: Tiempo de retención a caudal punta horario, h

$Q_{punta,h}$: Caudal punta horario, m³/h

$$v_{punta,h} = \frac{27.35}{3.93 \times 60} < 0.30$$

$$v_{punta,h} = 0.12 < 0.30 \quad \text{Cumple}$$

$$2 < T_{H \text{ medio}} = \frac{V_{dec} \times 24}{Q_{med,d}} < 4$$

$$2 < T_{H \text{ medio}} = \frac{31.86 \times 24}{152.31} < 4$$

$$2 < T_{H \text{ medio}} = 5.02 < 4 \quad \text{No Cumple}$$

$$T_{H\ punta} = \frac{31.86}{27.35} \geq 1$$

$$T_{H\ punta} = 1.16 > 1 \quad \text{Cumple}$$

Sobredimensionando el diseño de los tanques se comprueba que si cumple con la condición de que el volumen a caudal punta es menor a 0.30 m³/min y el tiempo de retención hidráulico a caudal punta es mayor a 1 h, pero no cumple con el tiempo de retención hidráulico medio a pesar de que el rango recomendado sea entre 2 a 4 h, este aun dando un valor de 5.02 mayor al rango requerido, esto no es un punto negativo solo que tendrá mayor tiempo de retención para sedimentar.

Zona de gases

Para el cálculo de la superficie de la zona de gases, se elige un ancho de escape de gases de 0.50 m cada uno, con la finalidad de un mejor acceso del personal para el mantenimiento o revisión del tanque.

$$S_{gas} = W_{gas} \times L_t \quad (39)$$

Donde,

S_{gas} : superficie de la zona de escape de gas, m²

W_{gas} : Ancho de la zona de escape de gas, m

L_t : Longitud total del tanque, m

$$S_{gas} = (2 \times 0.50) \times 6.5$$

$$S_{gas} = 6.5 \text{ m}^2$$

Dimensión del tanque

Para determinar la dimensión del tanque, se utilizará la siguiente ecuación:

$$W_t = W_{dec} + W_{gas} + W_{pared} \quad (40)$$

Donde,

W_t : Ancho total del tanque, m

W_{dec} : Ancho de la zona de decantación, m

W_{gas} : Ancho de la zona de escape de gases, m

W_{pared} : Espesor de pared del tanque, m

$$W_t = 3.25 + (2 \times 0.50) + (2 \times 0.10)$$

$$W_t = 4.45 \text{ m}$$

Se calcula la superficie total del tanque Imhoff por medio de la siguiente ecuación:

$$S_t = W_t \times L_t \quad (41)$$

Donde,

S_t : Superficie total del tanque, m²

W_t : Ancho total del tanque, m

L_t : Longitud total del tanque, m

$$S_t = 4.45 \times 6.5$$

$$S_t = 28.93 \text{ m}^2$$

Volumen de lodos

Para determinar el volumen necesario en el tanque para el almacenamiento de lodos por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{lodos} = \frac{VEU \times T_d \times N}{1000} \quad (42)$$

Donde,

V_{lodos} : Volumen de almacenamiento de lodos, m³

VEU : Velocidad de emisión unitaria de lodos, L/hab. Año

T_d : Tiempo de digestión, años

N : Número de habitantes

Para determinar el volumen de lodos, se consideró una velocidad de emisión unitaria de lodos de 100 l/hab. Año, Dividiendo el valor del números de habitantes a la mitad. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008).

$$V_{lodos} = \frac{100 \times 0.5 \times 1218.5}{1000}$$

$$V_{lodos} = 60.93 \text{ m}^3$$

Altura del fondo de forma piramidal del tanque

Para calcular la altura del fondo del tanque, se considera dos puntos de extracción de lodos además de una inclinación del 30% en las paredes de la zona piramidal. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{L_t}{n} \right)}{2} \right] \times \tan \alpha \quad (43)$$

Donde,

h_3 : Altura del fondo (en la zona piramidal), m

L_t : Longitud total del tanque, m

n : Numero de puntos de recogida de lodos

α : Inclinación de las paredes del fondo

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{4}{2} \right)}{2} \right] \times \tan 30$$

$$h_3 = 0.58 \text{ m}$$

Profundidad de la zona de digestión

Para determinar la profundidad de la zona de digestión, será por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{lodos} = (h_2 \times L_t \times W_t) + \left(\frac{1}{3} \times L_t \times W_t \times h_3 \right) \quad (44)$$

V_{lodos} : Volumen necesario para almacenar los lodos, m³

h_2 : Altura de lodos (sin altura de fondo), m

L_t : Longitud total del tanque, m

W_t : Ancho total del tanque, m

h_3 : Altura del fondo (en la zona piramidal), m

$$h_2 = \frac{V_{lodos} - \left(\frac{1}{3} \times L_t \times W_t \times h_3 \right)}{(L_t \times W_t)} \quad (45)$$

$$h_2 = \frac{60.93 - \left(\frac{1}{3} \times 6.5 \times 4.45 \times 0.94 \right)}{(6.5 \times 4.45)}$$

$$h_2 = 1.79 \text{ m}$$

La tubería de extracción de lodos será de 200 mm y esta se ubicará 15 cm por encima del fondo del tanque. La extracción se la realizará por medio de una bomba

Profundidad total del tanque

Para determinar la profundidad del tanque, se utilizará una altura de resguardo de 0.45 m, y una altura de la zona sumergida del deflector de 0.3 m, y la distancia entre la obertura inferior y la superficie del lodo acumulado.

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad (46)$$

$$h_t = 3.78 \text{ m}$$

Y el volumen es:

$$V = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + [h_1 \times L_t \times W_t] \quad (47)$$

V: Volumen total del tanque, m³

$V_{resguardo}$: Volumen correspondiente al resguardo, m³

V_{dec} : Volumen de la zona de decantación, m³

V_{lodos} : Volumen necesario para almacenar los lodos, m³

L_t : Longitud total del tanque, m

W_t : Ancho total del tanque, m

$$V = 13.02 + 31.86 + 60.93 + (0.3 * 6.5 * 4.45)$$

$$V = 114.48 \text{ m}^3$$

Deshidratación del fango

La deshidratación "in situ" de fangos que son previamente estabilizados o con un elevado grado de mineralización, representa un bajo costo de construcción y de mantenimiento, ya que actualmente existen cuatro tipos de eras de secado. Como lo son las convencionales de arena, las de medio artificial, las pavimentadas y las por vacío (Metcalf & Eddy, 1995). Estas por lo general se construyen para pequeñas poblaciones que no requieren mucho mantenimiento. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Eras de secado

Para el dimensionamiento de las eras de secado, se calcula la superficie y el volumen de lodos total que se genera.

$$S = \frac{V_{lodos\ total}}{h_{lodos}} \quad (48)$$

Donde,

S: Superficie de eras de secado, m²

$V_{lodos\ total}$: Volumen de lodos generado, m³

h_{lodos} : Altura de la capa de lodo, m

$$S = \frac{121.85}{0.3}$$

$$S = 406.17\ m^2$$

Una vez determinada la superficie de eras de secado, se dimensiona con un ancho de 6 m y una longitud de 68 m.

Se debe recordar que, para el mantenimiento de las eras de secado, se recomienda que se reemplace constantemente la capa de arena, debido a que esta pierde su espesor original producto del agua.

Se diseñará con una capa de medio soporte de 15 cm, está formada por ladrillos colocados encima del medio filtrante, además separados de 2 a 3 cm relleno con arena. Para la capa de arena que se encuentra debajo de los ladrillos, el espesor de esta debe ser de 0.30 a 1.30 mm con un coeficiente de uniformidad de entre 2 a 5. Luego de la capa de arena se colocará una capa de grava de espesor 0.20 y de tamaño entre 1.6 a 51 mm. Además, se recomienda un resguardo que se eligió para el diseño 14%, ya que un lodo bien digerido tiene como resultado una deshidratación de excelente calidad.

Remoción de Tratamiento primario

Tabla 20. Rendimientos obtenidos en el tratamiento primario

Parámetro	Concentración del Influyente (mg/l)	Porcentaje de remoción del tratamiento primario %	Concentración a la entrada del humedal (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)
DBO5 (mg/l)	277.00	40.00	166.20	25.00
DQO (mg/l)	530.00	25.00	397.50	125.00
SS (mg/l)	248.00	55.00	111.60	35.00
N (mg/l)	50.00	10.00	45.00	15.00
P (mg/l)	11.33	10.00	10.20	2.00

El porcentaje de remoción del tratamiento primario se utilizará como valores referenciales acorde al Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones del (CEDEX, 2010), con esos valores se procede a calcular las concentraciones de cada parámetro a la entrada del humedal, tal como se especifica en la Tabla 20.

6.4. Alternativa 1

6.4.1. Humedal artificial vertical de flujo subsuperficial (HAVFSs)

Con los resultados previos obtenidos del pretratamiento y tratamiento primario (Porcentaje de remoción, dimensiones), se tiene como finalidad que por medio del humedal vertical se obtenga un porcentaje de remoción de DBO, DQO; sólidos suspendidos, nitrógeno y fósforo.

En los humedales artificiales de flujo vertical, la alimentación se realiza de forma intermitente, por lo cual se utilizan sifones de descarga controlada si la topografía donde se van a construir lo permita, operando con tiempos de retención hidráulico mínimos (horas). La eficiencia del humedal depende del material de filtro a utilizar, es decir, que, si se utiliza un material fino, el tiempo de retención hidráulico en el filtro es de mayor duración logrando una mayor eficiencia de eliminación y mayor potencial de obstrucción, a la vez un material de filtro más grueso permite tiempos de retención hidráulico más altos, pero menos potencial de obstrucción dando como resultado una menor eficiencia de eliminación.

(IWA, 2017)muestra dos diferentes diseños de humedal artificial vertical de flujo subsuperficial. El primer diseño utiliza arena con un tamaño de grano de 0.06 – 4 mm ($d_{10}= 0.3$ mm, acorde a ÖNORM, 2009), el segundo diseño usa arena gruesa con un tamaño de grano de 2 – 3 mm (tal como la primera acorde a Langergraber et al., 2011). Los parámetros de diseño de los dos modelos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 21. Parámetros clave de diseño y concentraciones de efluentes (IWA, 2017)

Carga principal	Arena (0.06 - 4 mm)	Arena gruesa (2 - 3 mm)
Área de superficie		
Máxima tasa de carga orgánica del área (g COD/m ² d)	20	80
Carga orgánica (g COD/d) ^a	4.000	50
Carga intermitente		
Intervalo de carga (horas)	6	2
Distribución de tuberías		
Mínimo una apertura por	2 m ²	1 m ²
Concentración esperada en el efluente (T ≥ 10 °C) ^b		
DBO ₅ (mg/l)	< 3	30 - 40
DQO (mg/l)	< 20	80 - 100
TSS (mg/l)	< 5	10 - 20
NH ₄ - N (mg/l)	< 1	10 - 20
^a Carga orgánica: Q _{medio,d} . Concentración de DQO en el efluente del tanque séptico		
^b (Langergraber et al., 2007), para la capa principal de arena con un tamaño de grava de 0.06 - 4 mm y (Langergraber et al., 2008) para la capa principal de arena gruesa con un tamaño de grano de 2 - 3 mm.		

Dimensionamiento

(IWA, 2017) recomienda que, para humedales verticales de más de 100 PE, se debe dividir el área resultante en secciones pequeñas, garantizando que las superficies se encuentren en fase de reposo y no sobresaturadas. Por lo cual (García Serrano & Corzo Hernández, 2008) recomienda una superficie unitaria de 2.5 m²/hab-eq. Se considera que para poblaciones pequeñas 1 hab-eq tiene una carga orgánica biodegradable de 60 g/DBO₅. d.

Para determinar la carga orgánica de DBO₅ será por medio de la siguiente fórmula:

$$carga\ DBO_5 = Q \times DBO_5 \quad (49)$$

Donde,

carga DBO₅: Carga orgánica de DBO₅ que ingresa al humedal, g/d

Q: Caudal medio diario, m³/d

DBO₅: Concentración de DBO₅ del afluente, mg/l

$$carga\ DBO_5 = 150 \times 277.00$$

$$carga\ DBO_5 = 41550.00\ g/d$$

Para determinar la superficie del humedal, se calcula la cantidad de habitantes equivalentes por medio de la siguiente ecuación:

$$hab. equivalente = \frac{carga DBO_5}{60 g/DBO_5 \cdot dia} \quad (50)$$

Donde,

hab. equivalente: Habitante equivalente, hab-eq

carga DBO₅: Carga orgánica de DBO₅ que ingresa al humedal, g/d

$$hab. equivalente = \frac{41550.00}{60}$$

$$hab. equivalente = 692.50$$

Para obtener la superficie total del humedal, se calcula con la superficie unitaria de 2.5 m²/hab-eq, por medio de la siguiente formula

$$S = hab. equivalente \times 2.5 m^2/hab. eq \quad (51)$$

Donde,

S: Superficie del humedal, m²

Hab. Equivalente: Habitante equivalente, hab-eq

$$S = 692.50 \times 2.5 m^2/hab. eq$$

$$S = 1731.25 m^2$$

Con respecto a la profundidad del medio granular, este se encuentra en el rango de 0.50 a 0.80 m, se considera para el diseño una profundidad de 0.70 m.

Con los valores obtenidos de la superficie y profundidad, se procede a calcular el volumen, asumiendo que es un cubo cuadrado, por medio de la siguiente formula:

$$V = S \times H \quad (52)$$

Donde,

V: Volumen del humedal, m³

S: Superficie del humedal, m²

H: Profundidad del humedal, m

$$V = 1731.25 \times 0.70$$

$$V = 1211.88 \text{ m}^3$$

(IWA, 2017) recomienda que para obtener que todas las superficies sean alimentadas por gravedad, es recomendable que cada celda no debe superar los 400 m², por lo que se decide exceder un poco en la primera iteración, garantizando una distribución adecuada del flujo en la superficie.

Cada celda tendrá una superficie de 432.81 m² con un volumen de 302.97 m³. Dado que excede por muy poco los 400 m², se decide diseñar 4 celdas, de 21 m de ancho y 21 metros de longitud. Dos celdas serán alimentadas desde un tanque y las otras dos desde el otro.

Posteriormente se comprueba la carga hidráulica superficial (CHS), esta debe ser inferior a 0.080 m³/m²/d, del cual se divide el caudal medio por la superficie.

$$CHS = \frac{150}{1731.25} = 0.087 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Dado el valor previamente calculado y que este no cumple con el límite permitido, se decide aumentar el número de celdas a 6 celdas, dando una superficie total de 1875 m² y una superficie de cada tanque de 312.50 m² y un volumen de 1312.50 m³. Se comprueba que la carga hidráulica superficial sea inferior a 0.080 m³/m²/d

$$CHS = \frac{150}{1875} = 0.080 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Comprobada la carga hidráulica superficial, se obtiene las dimensiones de la celda: 17.7 m de ancho y 17.7 m de longitud, dando una superficie por celda de 313.29 m² y una superficie total de 1879.74 m²

Se propone como diseño el de construir celdas cuadradas. No obstante, la geometría final se puede adaptar a las instalaciones existentes de la EDAR.

Se comprueba la carga orgánica de la grava fina

Tabla 22. Valores de tasa de la carga orgánica de material granular. (IWA, 2017)

	Grava Fina	Arena
Tasa de carga orgánica máxima del área (g DQO/m ² . d)	80	20

Capa de grava fina

$$Carga\ de\ DQO = Q \times DQO \quad (53)$$

Donde:

Carga de DQO: Carga orgánica de DQO que ingresa al humedal, g/d

Q: Caudal medio diario, m³/d

DQO: Concentración de DQO del afluente, mg/l

$$Carga\ de\ DQO = 150.00 \times 397.50$$

$$Carga\ de\ DQO = 59625.00\ g/d$$

Con el dato obtenido se calcula la carga orgánica superficial de DQO

$$C_s = \frac{Carga\ de\ DQO}{S} \quad (54)$$

Donde,

C_s : Carga orgánica superficial de DQO, g DQO/m².d

Carga de DQO: Carga orgánica de DQO que ingresa al humedal, g/d

S: Superficie del humedal, m²

$$C_s = \frac{59625.00}{1879.74}$$

$$C_s = 31.72\ g\ DQO/m^2.d < 80\ g\ DQO/m^2.d$$

Al ser la carga superficial del medio granular (Grava 2-3 mm) menor a 80 gDQO/m².d, se comprueba que el cálculo del área del humedal artificial es correcto.

Resultados de eficiencia de remoción

Para alcanzar las concentraciones finales deseadas a la salida del humedal, se utilizó como referencia los porcentajes de reducción obtenidos al comparar los valores establecidos en "Treatment Wetlands" del (IWA, 2017) y del "Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales" del (CENTA, 2007)

Tabla 23. Resultados obtenidos de los porcentajes de remoción y concentración final de contaminantes del efluente.

Parámetro	Concentración a la entrada del humedal Co (mg/l)	Límite legal DE 91/271/CEE (mg/l)	Porcentaje de eficiencia de remoción %	Concentración a la salida del humedal C (mg/l)
DQO (mg/l)	397.50	125	80%	79.50
DBO5 (mg/l)	166.20	25	95%	8.31
SS (mg/l)	111.60	35	90%	11.16
N (mg/l)	45.00	15	60%	18.000
P (mg/l)	10.20	2	20%	8.16

En la tabla 23. se observa que se cumple con los límites legales establecidos para todas las concentraciones, exceptuando para el nitrógeno y fósforo. Según la ficha técnica de la EPSAR, la EDAR actual no dispone de sistemas de eliminación de nutrientes, lo que puede indicar que no tienen requisitos de vertido de nutrientes en su autorización de vertido.

Dado que los humedales artificiales suelen mostrar dificultades para eliminar nutrientes, se combinan los sistemas de humedales subsuperficiales de flujo horizontal y vertical, para alcanzar una remoción del nitrógeno de manera progresiva, esto por medio de los procesos de nitrificación y desnitrificación. (Naranjo Ríos, 2017).

La celda de material absorbente que servirá para la remoción del fósforo se colocará después del humedal vertical, del cual recibe parte del caudal necesario para la remoción del fósforo que se encuentra presente en el agua residual y cumpla con los límites permitidos. Está conformada por un lodo proveniente del aluminio generado por una ETAP (Estación de tratamientos de agua potable) según (Naranjo Ríos, 2017), este lodo contiene sólidos en suspensión junto con residuos del coagulante (Policloruro de aluminio), el cual tiene una capacidad máxima de adsorción de 13.8 g P/kg fango que corresponde al tamaño de partícula entre el rango de 0.83 – 2.38 mm. Además, tiene una durabilidad de 5 años, por lo cual se debe regenerar o ser reemplazada por un nuevo material, esto con la finalidad de que remueva el fósforo.

Para determinar el caudal que ingresa a la celda de material absorbente, será con la siguiente fórmula:

$$Q_1 = Q_T - Q_2 \quad (55)$$

Donde,

Q_1 : Caudal del afluente de la celda de material absorbente, m³/d

Q_T : Caudal del efluente del humedal, m³/d

Q_2 : Caudal que sale del humedal sin remoción, m^3/d

Siendo el Q_T (Caudal del efluente del humedal) el caudal medio diario, el caudal que sale del humedal sin remoción se lo obtendrá con la siguiente fórmula:

$$C_f = \frac{Q_1 C_1 + Q_2 C_2}{Q_T} \quad (56)$$

Donde,

C_f : Concentración de fósforo final del efluente, mg/l

Q_1 : Caudal del afluente de la celda de material absorbente, m^3/d

C_1 : Concentración de fósforo a la salida de la celda, mg/l

Q_2 : Caudal que sale del humedal sin remoción de fósforo, m^3/d

C_2 : Concentración de fósforo del efluente del humedal, mg/l

Q_T : Caudal del efluente del humedal, m^3/d

Siendo la concentración de fósforo a la salida de la celda de material absorbente de 0.5 mg/l y la concentración de fósforo final del efluente de 2 mg/l (límite de vertido permitido), se considera un valor de 1.5 mg/l , por lo cual para determinar Q_2 será por medio de la siguiente fórmula

$$Q_2 = \frac{C_f \times Q_T - C_1 \times Q_T}{C_2 - C_1} \quad (57)$$

$$Q_2 = \frac{1.5 \times 150.00 - 0.5 \times 150.00}{8.16 - 0.5}$$

$$Q_2 = 19.58 \text{ m}^3/d$$

Por lo tanto, el caudal que ingresa a la celda de material absorbente será de $130.42 \text{ m}^3/d$, con este valor se determina la cantidad de fósforo que se necesita eliminar durante un periodo de 5 años.

$$m_p = (Q_1 \times 365) \times C_2 \times 5 \text{ años} \quad (58)$$

Donde,

m_p : Cantidad de fósforo por adsorber, gP

Q_1 : Caudal del afluente de la celda de material absorbente, m^3/d

C_2 : Concentración de fósforo del efluente del humedal, mg/l

$$m_p = (130.42 \times 365) \times 8.16 \times 5 \text{ años}$$

$$m_p = 1942181.20 \text{ gP}$$

En el trabajo propuesto por (Naranjo Ríos, 2017) indica que cuando la celda alcanza un 80% de la capacidad máxima de adsorción, este solo se reduce a un 40 % del fósforo con respecto a la concentración inicial, con lo cual se puede determinar el volumen de fangos cuando este alcanza su máxima capacidad.

$$m_L = \frac{m_p}{q_{m\acute{a}x} \times 0.80} \quad (59)$$

Donde,

m_L : Cantidad de fango necesario, kg fango

m_p : Cantidad de fósforo por adsorber, gP

$q_{m\acute{a}x}$: Capacidad máxima de adsorción, gP/ kg fango

$$m_L = \frac{1942181.20}{13.8 \times 0.80}$$

$$m_L = 175922.21 \text{ kg fango}$$

Para determinar el volumen de fangos será por medio de la siguiente fórmula

$$V = \frac{m_L}{\rho_{aparente}} \quad (60)$$

Donde,

V: Volumen de fango, m³

m_L : Cantidad de fango necesario, kg fango

$\rho_{aparente}$: Densidad aparente del fango, kg/m³

$$V = \frac{175922.21}{690}$$

$$V = 254.96 \text{ m}^3$$

Con un calado útil de 0.50 m y con el volumen determinado, se obtiene una superficie de celda de 509.92 m², a la vez tendrá una longitud de 22.58 m y de ancho 22.58 m. se considera 0.30 como porosidad efectiva del material, por lo cual el volumen útil será:

$$V_{\text{útil}} = V \times \emptyset \quad (61)$$

Donde,

$V_{\text{útil}}$: Volumen útil, m³

V: Volumen de fangos, m³

\emptyset : Porosidad del fango

$$V_{\text{útil}} = 254.96 \times 0.30$$

$$V_{\text{útil}} = 76.49 \text{ m}^3$$

A la entrada del humedal se deberá colocar una arqueta de distribución del afluente, con la finalidad de obtener una alimentación intermitente para mantener el nivel hídrico. Se usarán sifones hidromecánicos ubicados dentro de las arquetas de distribución.

A la salida del humedal, consistirá en una red de tuberías drenadas que se va a dirigir el agua a un sumidero de recolección.

6.4.2. Humedal artificial subsuperficial de flujo vertical “Sistema Francés”

El humedal artificial subsuperficial de flujo vertical o Sistema francés fue introducido en Francia para tratamientos de aguas residuales sin tratar, este sistema trata el fango y el agua residual de un solo paso. Estos humedales están compuestos por dos etapas, la primera etapa contará con tres celdas ubicadas en paralelo y la segunda etapa con dos celdas. En la primera etapa del humedal se realiza el tratamiento de los lodos, la eliminación parcial de los sólidos suspendidos, materia orgánica y nitrificación, en la segunda etapa se realiza la eliminación final de la materia orgánica y de la nitrificación. (IWA, 2017)

Paso 1: Caudal y cargas contaminantes

Para el diseño del humedal se determinará el caudal que será el caudal medio diario (Q_i) de 150.00 m³/d y las cargas contaminantes y de las concentraciones de entrada al humedal artificial, con la cantidad de habitantes equivalente que es 693 se calcula la carga de contaminante.

Tabla 24. Valores de Concentración de entrada y Carga contaminante

Parámetros	Concentración de entrada (mg/l)	Carga Contaminante (g/d)
DQO	530.00	79500.00
DBO5	277.00	41550.00
SST	248.00	37200.00
NT	58.82	8823.53
PT	13.33	2000.00

Diseño de la primera etapa del humedal vertical “Sistema francés”

Paso 2: Cálculo de la superficie necesaria para el filtro de la primera etapa

A continuación, se calcula la superficie necesaria para el filtro de la primera etapa, determinando distintos valores de área, con la tasa de carga hidráulica y con la carga de cada contaminante. El valor de la tasa de carga hidráulica de la primera etapa se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 25. Máximas cargas de diseño para el humedal VF francés en condiciones de clima seco (IWA, 2017)

Etapas	Tasa de carga hidráulica (m ³ /m ² . d)	DQO (g/m ² . d)	DBO5 (g/m ² . d)	SST (g/m ² . d)	NKT (g/m ² .d)
Primera	0.37	350	150	150	30
Remoción		0.80 x M _i	0.90 x M _i	0.90 x M _i	1.1128 x M _i ^{0.8126}
Segunda	0.37	70	20	30	15
Remoción		0.75 x M _i	0.80 x M _i	0.80 x M _i	1.194 x M _i ^{0.8622}

Por medio de la siguiente fórmula se calcula el área de un filtro basado en la tasa de carga hidráulica de $q = 0.37 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$.

$$A = \frac{Q_i}{q} \quad (62)$$

Donde,

A: Área de un filtro, m²

Q_i : Caudal medio diario, m³/d

q : Tasa de carga hidráulica, m³/m².d

$$A = \frac{150}{0.37}$$

$$A = 405.41 \text{ m}^2$$

La superficie necesaria de la carga contaminante y la carga máxima contaminante se determinará con la siguiente fórmula.

$$A = \frac{M_i}{M_{i \text{ máx}}} \quad (63)$$

Donde,

A: Área de un filtro, m²

M_i: Carga de contaminante, g/d

M_{i máx}: Carga máxima de contaminante, g/m². d

Tabla 26. Cálculos de áreas de un filtro para diferentes contaminantes.

Parámetro	M _{i máx.} (g/m ² . d)	A (m ²)
DQO	350	227.14
DBO ₅	150	277.00
SST	150	248.00
N _T	30	294.12

Una vez obtenido los valores de área para cada uno de los parámetros y con el área de la tasa hidráulica, se escoge la de mayor superficie que es de 405.41 m². Para celdas cuadradas, con una relación l/w = 1 se obtiene un ancho de 20.13 m y una longitud de 20.13 m, dando como resultado un área de 405.41 m²

Considerando que para la primera fase del humedal vertical de sistema francés está compuesto por 3 unidades en paralelo (n=3, donde uno es utilizado y los otros dos son de reserva), teniendo como resultado que para el área total que se necesita para la primera etapa se calculará por medio de la siguiente ecuación.

$$A_T = n \times A_1 \quad (64)$$

Donde,

A_T: Área total del filtro de la primera etapa, m²

n: Número de celdas

A₁: Área elegida para el filtro, m²

$$A_T = 1216.22 \text{ m}^2$$

Con el valor obtenido el área de cada celda será de 405.41 m² con un ancho de 20.13 m y una longitud de 20.13 m.

Se comprueba que se cumpla la ratio de superficie por habitante equivalente recomendada (1.2 m²/h.e): 1216.22 m²/693 h.e = 1.76 m²/h.e; por lo que la superficie resultante es mayor que la mínima recomendada, por lo tanto, cumple con esta condición.

Paso 3: Características de las capas de filtro.

Los espesores de cada capa de filtro serán las que se especifica en la siguiente tabla:

Tabla 27. Especificaciones de los medios de filtro para un diseño de humedal VF francés. (IWA, 2017)

Capas	Primera Etapa		Segunda etapa	
	Espesor	Material	Espesor	Material
Resguardo	> 30		> 20	
Capa principal	30 a 80 cm	2 - 6 mm grava	30 a 80 cm	Arena 0.25 < d ₁₀ < 0.4 mm y d ₆₀ /d ₁₀ < 5 y menor al 3%
Capa de transición	10 a 20 cm	5 - 15 mm grava	10 a 20 cm	3 - 12 mm grava
Capa de drenaje	20 a 30 cm	20 - 60 mm grava	20 a 30 cm	20 - 60 mm grava

Se tomarán los siguientes valores correspondiente de cada capa:

- Resguardo: h = 0.50 m
- Capa principal: h = 0.50 m (gravilla de 2 – 6 mm)
- Capa de transición: h= 0.25 m (gravilla de 20 – 60 mm)
- Capa de drenaje: h= 0.25 m (gravilla de 20 – 60 mm)

Altura total del filtro h_T = 1.40 m.

Para obtener el volumen de cada filtro se lo calcula por medio de los espesores establecidos y el ancho de la celda, a la vez se determina el volumen de las tres celdas de cada capa (n= 3), asumiendo un cubo cuadrado.

Tabla 28. Volúmenes de cada filtro para la primera etapa

Capas	V(m ³)	V*n(m ³)
capa principal	173.64	520.93
capa intermedia	105.86	317.58
capa de drenaje	98.56	295.67

Paso 4: Características de cada lote

Para determinar las características de cada lote, el nivel del agua que cubre el filtro es el volumen de cada lote dividido por el área superficial del filtro que se encuentra en función. Por lo cual se recomienda una capa líquida entre el rango de 2 a 5 cm, para el diseño del humedal se tomará una capa líquida de 3 cm de la carga por lotes. (IWA, 2017).

$$3 \text{ cm} \times \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} (\text{carga de lotes en metros}) = \frac{V_{\text{lotes}}}{A_{\text{cama de filtros}}} \quad (65)$$

Donde,

V_{lotes} : Volumen por lote, m³

$A_{\text{cama de filtros}}$: Área de la cama de filtro en funcionamiento (área final de una celda), m²

El volumen por lote será:

$$V_{\text{lote}} = A_{\text{cama de filtro}} \times 0.03 \frac{\text{m}}{\text{lote}} \quad (66)$$

$$V_{\text{lote}} = 12.16 \text{ m}^3/\text{lote}$$

El número de lotes requerido será:

$$N^{\circ} \text{ lotes} = \frac{Q_i}{V_{\text{lote}}} \quad (67)$$

Donde,

$N^{\circ} \text{ lotes}$: Número de lotes por día, lotes/d

Q_i : Caudal medio diario, m³/d

V_{lote} : Volumen por lote, m³

$$N^{\circ} \text{ lotes} = 12 \text{ lotes/d}$$

Se calcula el caudal durante la carga del lote por medio de la siguiente fórmula, considerando una tasa de carga hidráulica mínima de 0.5 m³/m². h.

$$HLR_{\text{lote}} = \frac{Q_{\text{lote}}}{A_{\text{cama de filtro}}} \quad (68)$$

Donde,

HLR_{lote} : Tasa de carga hidráulica mínima por lote, $m^3/m^2 \cdot h$

Q_{lote} : Caudal durante la carga del lote, m^3/h

$A_{cama\ de\ filtro}$: Área de la cama de filtro en funcionamiento (área final de una celda), m^2

$$Q_{lote} = A_{cama\ de\ filtro} \times HLR_{lote} \quad (69)$$

$$Q_{lote} = 405.22 \times 0.5 = 202.61 \text{ m}^3/h$$

Se determina la duración de cada impulso con la siguiente formula:

$$t_{impulso} = \frac{V_{lote}}{Q_{lote}} \quad (70)$$

Donde,

$t_{impulso}$: Duración de cada impulso, min

V_{lote} : Volumen por lote, m^3

Q_{lote} : Caudal durante la carga del lote, m^3/h

$$t_{impulso} = \frac{12.16}{3.38}$$

$$t_{impulso} = 3.60 \text{ min}$$

Diseño de la segunda etapa del humedal vertical “Sistema francés”

Paso 5: Cálculo de las características pertenecientes al afluente

La concentración del influente a la segunda etapa será determinada utilizando la concentración del efluente de la primera etapa, donde primero se calculará el valor de la carga orgánica generada durante la primera etapa

$$C_{1^\circ\ etapa} = \frac{C_o \times Q_i}{S_1} \quad (71)$$

Donde,

$C_{1^\circ etapa}$: Carga orgánica generada durante la primera etapa, g/m². D.

C_o : Concentración de entrada del contaminante, mg/l

Q_i : Caudal medio diario, m³/d

S_1 : Superficie mínima requerida de la celda en la primera etapa, m²

Calculando la carga reducida por contaminante con los valores de reducción de la tabla 16 se determina la masa diaria del efluente de la primera etapa.

$$C_{red} = C_{1^\circ etapa} \times \text{Remoción } 1^\circ \text{ etapa} \quad (72)$$

Donde,

C_{red} : Carga reducida en la primera etapa, g/m².d.

$C_{1^\circ etapa}$: Carga orgánica generada durante la primera etapa, g/m².d.

Remoción 1°etapa: Valores de reducción correspondientes a la primera etapa, tabla 16

$$M_{1^\circ etapa} = C_{1^\circ etapa} - C_{red} \quad (73)$$

Donde,

$M_{1^\circ etapa}$: Masa diaria del efluente de la primera etapa, g/m².d

$C_{1^\circ etapa}$: Carga orgánica generada durante de la primera etapa, g/m².d

C_{red} : Carga reducida en la primera etapa, g/m².d

La carga de cada parámetro del efluente de la primera etapa se calcula por medio de la siguiente fórmula

$$M_{i-1} = M_{i^\circ etapa} \times S_1 \quad (74)$$

Donde,

M_{i-1} : Carga de contaminante del efluente desde la primera etapa, g/d

$M_{i^\circ etapa}$: Masa diaria del efluente de la primera etapa, g/m².d

S_1 : Superficie mínima requerida de la celda en la primera etapa, m²

Por lo que la concentración del efluente de la primera etapa se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$C_1 = \frac{M_{1^\circ\text{etapa}} \times S_1}{Q_i} \quad (75)$$

Donde,

C_1 : Concentración del efluente de la primera etapa, mg/l

$M_{1^\circ\text{etapa}}$: Masa diaria del efluente de la primera etapa, g/m².d

S_1 : Superficie mínima requerida de la celda en la primera etapa, m²

Q_i : Caudal medio diario, m³/d

Tabla 29. Dimensionamiento y características del efluente de la primera etapa

VARIABLE	FLUJO	DQO	DBO5	SST	NT
Concentración de entrada (flujo = m ³ /día) (mg/l)	150.00	530.00	277.00	248.00	58.82
Limitante (flujo HLR m ³ / m ² .d)	0.37	350	150	150	30
Superficie mínima (m ²) requerida	405.41	227.14	277.00	248.00	294.12
Carga orgánica generada influente 1° etapa (g/m ² .día)	-	196.11	102.49	91.76	21.76
Reducción 1° etapa (g/m ² . día)	-	156.88	92.24	82.58	13.60
Masa diaria del efluente de la 1° etapa (g/m ² . día)	-	39.22	10.25	9.18	8.17
Carga másica del efluente de la 1° etapa (g/d)	-	15900.47	4155.00	3720.00	3310.83
Concentración de efluente 1° etapa (mg/l)	150.00	106.00	27.70	24.80	22.07

Paso 6: Calculo de las concentraciones de efluentes finales (segunda etapa) y dimensiones

Una vez obtenido el dimensionamiento y características del efluente de la primera etapa, se determinará las concentraciones de efluente finales de la segunda etapa. La segunda etapa compuesta por dos filtros en paralelo (n=2), con una funcionalidad de cada 3.5 días (IWA, 2017). Utilizando la tabla 28, se calcula las dimensiones para así obtener la superficie más alta para esta segunda etapa, dando como resultado 405.41 m², se calcula el área total en base a la fórmula determinada previamente en la primera etapa, se obtiene un resultado 810.81 m². Con una población de 693 habitantes equivalentes, corresponde 810.81/693 = 1.17 m²/hab-eq, al ser superior a la requerida en la segunda etapa (1.8 m²/hab-eq) según (IWA, 2017), con las siguientes dimensiones

- Longitud: 20.13 m
- Ancho: 20.13 m

Las concentraciones finales son calculadas en base a los porcentajes de eliminación de la tabla 16 y se repite el procedimiento del paso 5 con las concentraciones del efluente de la primera etapa para la segunda etapa.

Tabla 30. Dimensionamiento y características del efluente de la segunda etapa.

VARIABLE	FLUJO	DQO	DBO5	SST	NT
Concentración de entrada (flujo = m ³ /día) (mg/l)	150.00	106.00	27.70	24.80	22.07
Limitante (flujo HLR m ³ /m ² .d)	0.37	70	20	30	15
Superficie mínima (m ²) requerida	405.41	227.15	207.75	124.00	220.72
Carga orgánica influente 2° etapa (g/m ² .día)	-	39.22	10.25	9.18	8.17
Reducción 2° etapa (g/m ² .día)	-	29.42	8.20	7.34	7.30
Masa diaria del efluente 2° etapa (g/m ² .día)	-	9.81	2.05	1.84	0.87
Carga másica del efluente de la 2° etapa (g/d)	-	3975.12	831.00	744.00	350.87
Concentración de efluente 2° etapa (mg/l)	150.00	26.50	5.54	4.96	2.34

Para determinar la concentración de fósforo, se asumirá un porcentaje de eliminación del 40% (Valor asumido con respecto al porcentaje de remoción de fósforo en un humedal vertical y del porcentaje retenido en la superficie de la parte sólida) tanto en la primera como en la segunda etapa del humedal, obteniendo una concentración en el efluente final de 8.0 mg/l.

Paso 7: Características de las capas de filtro de la segunda etapa.

Para determinar los espesores de las capas del filtro de la segunda etapa, estos son basados acorde a la tabla 18.

- Resguardo: 0.30 m.
- Capa principal: 0.50 m (0.25 mm arena <math>d_{10} < 0.40 \text{ mm}</math> y <math>d_{60}/d_{10} < 5 \text{ mm}</math>).
- Capa de transición: 0.15 m (gravilla 3 – 12 mm).
- Capa de drenaje: 0.25 m (gravilla 20 – 60 mm).

Altura total del filtro $h_T = 1.20 \text{ m}$.

A continuación, se calcula los volúmenes del material del filtro, con los valores previamente obtenidos, determinando a la vez el volumen total que corresponde a cada capa ($n = 3$).

Tabla 31. Volumen de cada filtro obtenidos para la segunda etapa.

Capas	V (m ³)	V*n (m ³)
capa principal	173.58	520.74
capa intermedia	79.93	239.79
capa de drenaje	75.52	226.56

Se presenta a continuación las concentraciones del efluente final con los límites permitidos y porcentajes de remoción.

Tabla 32. Valores de concentración del efluente y límites permitidos

Parámetro	Concentración del afluente (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)	Concentración del efluente (mg/l)	Porcentajes de remoción obtenido (%)
DQO	530.00	125	11.36	97.86%
DBO ₅	277.00	25	5.54	98.00%
SST	248.00	35	4.96	98.00%
N _T	58.82	15	2.34	96.02%
P _T	13.33	2	8.00	40.00%

Para cumplir con el límite legal permitido con respecto a la concentración del efluente del fósforo, se propone una celda de material absorbente adicional después del humedal, tal como se describió en la alternativa 1. Por lo cual el caudal que ingresaría a la celda de material absorbente será calculado con la siguiente fórmula.

$$Q_1 = Q_T - Q_2 \quad (76)$$

Donde,

Q_1 : Caudal del afluente de la celda de material absorbente, m³/d.

Q_T : Caudal del efluente del humedal, m³/d.

Q_2 : Caudal que sale del humedal sin remoción de fósforo, m³/d.

El caudal que sale del humedal sin remoción de fósforo se determinará con la siguiente fórmula:

$$C_f = \frac{Q_1 C_1 + Q_2 C_2}{Q_T} \quad (77)$$

Donde,

C_f : Concentración de fósforo final del efluente, mg/l.

Q_1 : Caudal del afluente de la celda de material absorbente, m³/d.

C_1 : Concentración de fósforo final de la salida de la celda de adsorción, mg/l.

Q_2 : Caudal que sale del humedal sin remoción de fósforo, m³/d.

C_2 : Concentración de fósforo del efluente del humedal, mg/l.

Q_T : Caudal del efluente del humedal, m³/d.

Como resultado final, la concentración del efluente después de la celda de adsorción sea igual a 0.5 mg/l y la concentración de fósforo final sea menor o igual a 2 mg/l (en base los límites de vertido establecidos), considerando un valor de 1.5 mg/l como margen de seguridad. La expresión:

$$Q_2 = \frac{C_f \times Q_T - C_1 \times Q_T}{C_2 - C_1} \quad (78)$$

$$Q_2 = \frac{1.5 \times 150 - 0.5 \times 150}{8.00 - 0.5}$$

$$Q_2 = 20.00 \text{ m}^3/\text{d}$$

Por lo cual el caudal que ingresa a la celda de absorción es 121.88 m³/d, a la vez se determina la cantidad de fósforo a ser absorbido con el valor previamente obtenido por medio de la siguiente fórmula:

$$m_p = (Q_1 \times 365) \times C_2 \times 5 \text{ años} \quad (79)$$

Donde,

m_p : Cantidad de fosforo por absorber, gP.

Q_1 : Caudal del afluente de la celda de material absorbente, m³/d.

C_2 : Concentración de fósforo del efluente del humedal, mg/l.

$$m_p = (130 \times 365) \times 8 \times 5 \text{ años}$$

$$m_p = 1898000.00 \text{ gP}$$

En el trabajo propuesto por (Naranjo Ríos, 2017) indica que cuando la celda alcanza un 80% de la capacidad máxima de adsorción, este solo se reduce a un 40 % del fósforo con respecto a la concentración inicial, con lo cual se puede determinar el volumen de fangos cuando este alcanza su máxima capacidad.

$$m_L = \frac{m_p}{q_{m\acute{a}x} \times 0.80} \quad (80)$$

Donde,

m_L : Cantidad de fango necesario, kg fango

m_p : Cantidad de fósforo por absorber, gP

$q_{m\acute{a}x}$: Capacidad máxima de adsorción, gP/ kg fango

$$m_L = \frac{1898000.00}{13.8 \times 0.80}$$

$$m_L = 171920.29 \text{ kg fango}$$

Para determinar el volumen de fangos será por medio de la siguiente fórmula

$$V = \frac{m_L}{\rho_{aparente}} \quad (81)$$

Donde,

V: Volumen de fango, m³

m_L : Cantidad de fango necesario, kg fango

$\rho_{aparente}$: Densidad aparente del fango, kg/m³

$$V = \frac{171920.29}{690}$$

$$V = 249.16 \text{ m}^3$$

Con un calado útil de 0.50 m y con el volumen determinado, se obtiene una superficie de celda de 498.32 m², a la vez tendrá una longitud de 22.32 m y de ancho 22.32 m. se considera 0.30 como porosidad efectiva del material, por lo cual el volumen útil será:

$$V_{\acute{u}til} = V \times \emptyset$$

Donde,

$V_{\acute{u}til}$: Volumen útil, m³

V: Volumen de fangos, m³

\emptyset : Porosidad del fango

$$V_{\acute{u}til} = 249.16 \times 0.30$$

$$V_{\text{útil}} = 74.75 \text{ m}^3$$

Como diseño final, se colocará una arqueta de reparto para los dos caudales a la vez se utilizará una válvula de regulación de caudal y las tuberías de en la celda deberán estar distribuidas correctamente para que exista un caudal que sea distribuido uniformemente en la superficie de la celda.

Se usarán sifones hidromecánicos debido a que el sistema funciona por gravedad, por lo cual es importante considerar que exista una diferencia de cota entre la arqueta y la superficie de los humedales. (IWA, 2017)

Con respecto a la concentración final del efluente esta será recolectada por una red de tuberías drenadas que termina en un punto de vertido autorizado.

Paso 8: Esquema del humedal

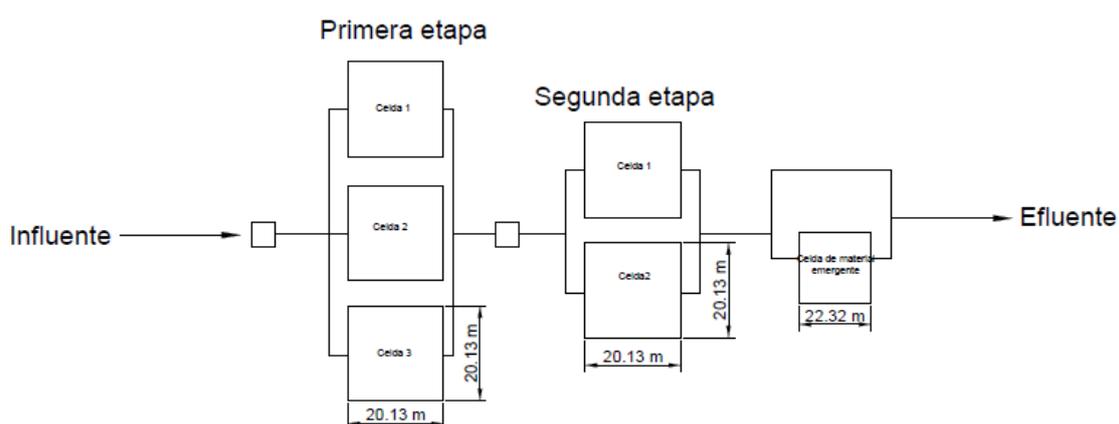


Figura 22. Esquema del humedal subsuperficial vertical "sistema francés" y de la celda de material de absorción

7. Selección de alternativa

Una vez definido los elementos tanto en tipología como dimensiones que corresponden al diseño del humedal artificial para la depuración de aguas residuales en el Municipio de Alcuébar.

En la Tabla 33. se detalla un resumen de las alternativas planteadas y así elegir la que más cumpla con los requerimientos específicos en el Municipio de Alcublas. A la vez, se detalla un presupuesto de cada humedal, debido a fácil construcción y mantenimiento, los costes unitarios fueron basados en “Proyecto de construcción de las obras de la EDAR de la partida de playamonte. Término municipal de Navarrés (Valencia)” de (Bohigues Pérez, Bixquert Ariño, Martín Moneris, Hernández Crespo, & Muñoz Escrivá, 2016)

Tabla 33. Resumen de las alternativas planteadas.

Variable	Alternativas	
	Humedal Vertical	Humedal Vertical "Sistema francés"
Superficie requerida (m2)	1879.74	2027.03
Pretratamiento	si	si
Tratamiento Primario	si	no
Regulación de caudal	sifón de descarga controlada	sifón de descarga controlada
Celda de material absorbente para la remoción de fósforo	si	si
Mantenimiento	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Mantenimiento y extracción de lodos tanto en el pretratamiento como en el tratamiento primario ▪ Mantenimiento y control de la permeabilidad del sustrato cada 6 meses. ▪ Mantenimiento del sifón de descarga controlada para una adecuada regulación de caudal (se recomienda 1 vez a la semana) ▪ Mantenimiento y limpieza de las tuberías de distribución cada dos meses ▪ Mediante la medición de altura de la celda se comprueba la carga intermitente ▪ Mantenimiento de la vegetación del humedal, se corta el excedente de vegetación no nativa del humedal. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Mantenimiento y control de la permeabilidad del sustrato cada 6 meses. ▪ Verificación del sistema de alimentación por lotes (Acorde al (IWA,2017) se recomienda cada 3.5 días ▪ Mantenimiento del sifón de descarga controlada para una adecuada regulación de caudal (se recomienda 1 vez a la semana) ▪ Mantenimiento y limpieza de las tuberías de distribución cada dos meses ▪ Mantenimiento de la vegetación del humedal, se corta el excedente de vegetación no nativa del humedal. ▪ Control para prevenir una sobrecarga hidráulica y evitar periodos de estancamientos afectando la transferencia de oxígeno a la capa de depósito y del filtro.

Tabla 34. Estimación de costes aproximada para cumplir límite de vertido (DQO y DBO5)

PRESUPUESTO DE OBRA					
Partida					
01.01.00	Costo de inversión del humedal artificial vertical de flujo subsuperficial				
	Materiales	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo (€)
01.01.01	Levantamiento topográfico	5.00	día	24.61	123.05
01.01.02	Limpieza de terreno	5760.00	m2	0.54	3110.40
01.01.03	Excavación y movimiento de tierra	1315.82	m3	10.92	14368.73
01.01.04	Tuberías de distribución	2819.61	m	7.82	22049.35
01.01.05	Impermeabilización por geomembranas	5526.44	m2	9.49	52445.87
01.01.06	Capa sep geotextil FP-250 gr/m2	5526.44	m2	2.24	12379.22
01.01.07	Capa sep geotextil FP-500 gr/m2	5526.44	m2	2.67	14755.58
01.01.08	Capa de arena (transporte incluido)	939.87	m3	13.84	13007.80
01.01.09	Capa granular 25 mm	42.48	m3	3.86	163.97
01.01.10	Capa granular 1"	42.48	m3	4.14	175.87
01.01.11	Extendido de material granular en humedales	450.00	m3	1.51	679.50
01.01.12	Arqueta de reparto entrada humedal	2.00	Unidad	523.87	1047.74
01.01.13	Arqueta salida humedal	1.00	Unidad	652.27	652.27
01.01.14	Sifones	2.00	Unidad	756.42	1512.84
01.01.15	Plantas	313.00	Unidad	3.03	948.39
01.01.16	Plantación	313.00	m	6.05	1893.65
01.01.17	Reja de desbaste	1.00	Unidad	343.37	343.37
01.01.18	Peine de limpieza en reja de desbaste	1.00	Unidad	38.44	38.44
01.01.19	Tanque Imhoff prefabricado	2.00	Unidad	16815.31	33630.62
01.01.20	Cercado de malla metálica	250.00	m	14.65	3662.50
Total					176989.17

PRESUPUESTO DE OBRA					
Partida					
01.01.00	Costo de inversión del humedal artificial sistema francés de flujo subsuperficial				
	Materiales	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo (€)
01.01.01	Levantamiento topográfico	6.00	día	24.61	147.66
01.01.02	Limpieza de terreno	5760.00	m2	0.54	3110.40
01.01.03	Excavación y movimiento de tierra	1621.62	m3	10.92	17708.11
01.01.04	Tuberías de distribución	1520.27	m	7.82	11888.51
01.01.05	Impermeabilización por geomembranas	6081.08	m2	9.49	57709.46
01.01.06	Capa sep. geotextil FP-250 gr/m2	6081.08	m2	2.24	13621.62

01.01.07	Capa sep. geotextil FP-500 gr/m2	6081.08	m2	2.67	16236.49
01.01.08	Capa de arena (transporte incluido)	202.71	m3	13.84	2805.44
01.01.09	Capa granular 25 mm	48.32	m3	3.86	186.53
01.01.10	Capa granular 1"	48.32	m3	4.14	200.06
01.01.11	Extendido de material granular en humedales	219.00	m3	1.51	330.69
01.01.12	Arqueta de reparto entrada humedal	2.00	Unidad	523.87	1047.74
01.01.13	Arqueta salida humedal	1.00	Unidad	652.27	652.27
01.01.14	Sifones	2.00	Unidad	756.42	1512.84
01.01.15	Plantas	338.00	Unidad	3.03	1024.14
01.01.16	Plantación	338.00	m	6.05	2044.90
01.01.17	Reja de desbaste	1.00	Unidad	343.37	343.37
01.01.18	Peine de limpieza en reja de desbaste	1.00	Unidad	38.44	38.44
01.01.19	Cercado de malla metálica	250.00	m	14.65	3662.50
				Total	134271.16

La estimación de costes de inversión aproximada para los humedales artificiales se usó como referencia los costes unitarios del “ proyecto de Construcción de las obras de la EDAR de la Partida de Playamonte. Término municipal de Navarrés (Valencia)” de (Bohigues Pérez, Bixquert Ariño, Martín Monerris, Hernández Crespo, & Muñoz Escrivá, 2016).

De acuerdo con los resultados de las alternativas propuestas, los humedales artificiales de flujo vertical y de flujo vertical “Sistema francés” tienen ventajas y desventajas para ser elegidas por una propuesta.

Los humedales artificiales de flujo vertical tienen como ventaja su fácil construcción, mantenimiento y operación, a la vez requiere de un pretratamiento y un tratamiento primario como es el Tanque Imhoff propuesto. Los humedales artificiales de flujo vertical “sistema francés” también tiene como ventaja su fácil construcción, mantenimiento y operación además que no requiere de un tratamiento primario a diferencia del flujo vertical.

A diferencia de los humedales artificiales de flujo vertical “Sistema francés” que necesitan más superficie, los humedales artificiales de flujo vertical necesitan menor superficie de operación.

Las concentraciones del efluente tanto para el humedal vertical como para el sistema francés no cumplen con los requisitos de vertido de nutrientes : nitrógeno y fósforo. No obstante, según la ficha de la EDAR disponible en la página web de la EPSAR, no se disponen de elementos para la eliminación de nutrientes, por lo que se asume que no tienen requisitos de vertido en la correspondiente autorización. Aún así se propone una celda de humedal con material

absorbente que se podría implementar en el futuro y que además se puede alcanzar los requisitos de vertido a zonas sensibles.

Esta alternativa a la vez permite el uso de las instalaciones ya existentes como son los filtros de lecho de turba para utilizarlos como las celdas de los humedales, ya que el humedal requiere una superficie de 1879.74 m² y la parcela donde están ubicados los lecho de turba es de 2233 m², además se cuenta con un terreno baldío para la construcción de los tanque Imhoff, ya que esta parcela tiene una superficie de 3544 m².

7.1. Ubicación

Para la ubicación de la EDAR se utilizaría el terreno existente de la Figura 23, donde se encuentra la actual EDAR en funcionamiento, se aprovechará a la vez del terreno baldío existente (Figura 24).



Figura 24. Ubicación actual de la EDAR



Figura 23. Ubicación de la parcela disponible

El terreno donde se plantea ubicar el sistema tiene una latitud de 39°47'22.96''N y 0°42'48.43''O y una elevación de 727 m, la EDAR actual tiene una latitud de 39°47'22.61''N y 0°42'50.59''O y una elevación de 728 m tal como se muestra en la Figura 25. Para garantizar un desplazamiento

del agua por gravedad en todos los elementos del sistema, se debe rellenar el terreno baldío para que exista la diferencia de cota.

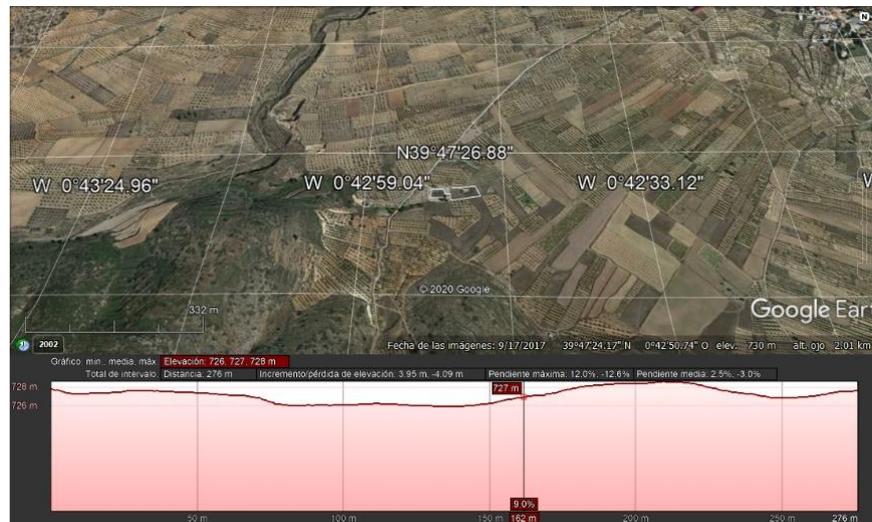


Figura 25. Perfil transversal de elevación del terreno a la EDAR (Google Earth Pro, 2017)

7.2. Proceso de Construcción

Para la construcción de los humedales se empieza realizar un levantamiento topográfico para determinar las cotas de excavación, previo a esto se realiza el desbroce y la eliminación de la capa vegetal. Una vez realizado este proceso se replantean todos los elementos del sistema para que estos queden de una manera que el flujo avance por gravedad, esto quiere decir que el pretratamiento se encontrará en un punto alto en comparación con los humedales (punto bajo).

Se realiza el proceso de excavación del terreno, es recomendable que para disminuir costes de construcción se rellene de ser necesario para llegar a la cota establecida con la misma tierra que fue excavada.

Para disminuir el costo de construcción se podría utilizar el terreno disponible de los filtros de lecho de turba para los humedales y adaptar las dimensiones de las celdas de los humedales con las dimensiones del terreno.

7.3. Impermeabilización

Después del proceso de excavación y compactación del terreno, es importante el de cubrir las celdas con un impermeabilizante previo a colocar el material granular y la vegetación. Se recomienda impermeabilizar con geomembranas y geotextil para evitar futuras infiltraciones que puedan contaminar el suelo y las aguas subterráneas.

La instalación de las geomembranas en las celdas debe ser realizado por profesionales especializados colocación de geomembranas. El anclaje de las geomembranas es realizado excavando una zanja a un metro de la cresta del talud de 0.3 m x 0.30 m, del cual se introduce los extremos de la lámina para rellenarlos con material excavado. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

7.4. Sistema de distribución y recogida

Los sistemas de distribución y recogida tienen como finalidad el de repartir el caudal de manera uniforme en todas las celdas del humedal por su ancho.

Las arquetas son colocadas luego de realizar una excavación mayor que la arqueta, compactando dicha excavación y colocando la arqueta con las conexiones a las tuberías. La arqueta de distribución que alimenta las celdas del humedal debe tener una válvula que cierre las condiciones a la salida, y una tubería bypass esto para cuando se realicen los mantenimientos.

La red de tuberías tiene como finalidad el de permitir que el agua circule por todo el humedal, estas deben ser colocadas con mucho cuidado evitando golpes, rodaduras o roces con materiales punzantes. El relleno posterior de las zanjas donde son colocadas las tuberías será de un material arenoso de al menos 0.20 m.

7.5. Medio granular

Para el relleno del humedal, se recomienda que el sustrato esté limpio, libre de finos, además de ser homogéneo, duro y durable, esto para conseguir mayor vida útil póstumo a ser cambiado en las revisiones de mantenimiento, permitiendo que se desarrollen adecuadamente la vegetación, la colocación debe ser con cuidado para que no dañe las láminas impermeabilizantes previamente colocadas. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

7.6. Vegetación

Previo a la colocación del sustrato y del sistema de distribución, se colocan las plantas. La plantación se realiza 3 plantas de carrizo por cada metro cuadrado del humedal, esto se realiza implantando en el sustrato por medio de pequeños agujeros asegurando que un extremo de la planta quede totalmente sumergido en el agua. Una vez plantadas, se debe elevar el nivel del agua unos dos o tres centímetros por encima del medio granular para así evitar que crezcan plantas que puedan afectar el proceso de depuración.

Para mantener un buen proceso de depuración, se recomienda realizar siegas cada año de la vegetación, cuando estas empiecen a secarse las partes aéreas, por lo cual es más factible realizarlo en la temporada de invierno para que así puedan florecer de nuevo en la estación primaveral. (Garcia Serrano & Corzo Hernández, 2008)

8. Resumen y Conclusiones

Actualmente el municipio de Alcublas cuenta con una Estación Depuradora de Aguas residuales Urbanas propia. Las aguas residuales resultantes del paso por la EDAR se vierten indirectamente a aguas subterráneas. Debido a la población estacional que se ha visto reflejada en los últimos años ha provocado que en muchas ocasiones no cumpla con los límites de vertido. Además, tras ciertas actuaciones previas de modificar el tratamiento secundario por parte de la Entidad Pública de Saneamiento de Aguas Residuales (EPSAR), ha licitado recientemente la redacción de un proyecto para la renovación de la actual EDAR, con lo cual esta pueda afrontar la carga residual a lo largo de todo el año.

Por lo cual se propuso el de estudiar una viabilidad para implementar soluciones extensivas para una adecuada depuración de aguas residuales como son los humedales artificiales, debido a su fácil construcción, operación y mantenimiento, pudiendo ser realizado por la propia población, dando una buena integración paisajística.

Dada las dos alternativas propuestas como son los humedales artificiales de flujo vertical y los humedales artificiales de flujo vertical “Sistema Francés” para depurar las aguas residuales, se concluye que la implementación de un humedal artificial de flujo vertical es la alternativa más adaptable para la EDAR, ya que los lechos de turba coinciden bastante bien con las superficies que salen para esta alternativa

Se recopilaron valores obtenidos por la Entidad Pública de Saneamiento de Aguas Residuales de la Comunidad Valenciana del año 2018 para las concentraciones de contaminantes y valores bibliográficos para las concentraciones de Nitrógeno y Fósforo, por lo que si este proyecto se realiza a futuro se considera en realizar un estudio actualizado de las concentraciones reales.

Los humedales artificiales subsuperficiales de flujo vertical y flujo vertical “Sistema Francés”, acorde a los cálculos obtenidos son eficientes para la eliminación de concentraciones elevadas en el agua residual, pero con una baja efectividad de remoción para la concentración de fósforo por lo que se diseña una celda de material adsorbente para eliminar el fósforo.

Se realizó una estimación económica de costos de las dos alternativas, con un estimado coste de inversión de 176989.17 € para el humedal artificial de flujo vertical y un estimado de coste de inversión de 134271.16 €, siendo el humedal artificial subsuperficial de flujo

vertical más óptimo ya que, en el caso de que se pudiera utilizar las infraestructuras actuales, se reduciría sensiblemente el coste y ambas alternativas podrían tener un coste más similar.

9. Bibliografía

- Ayuntamiento de Alcablas. (2019). *Alcablas*. Recuperado el 12 de Diciembre de 2019, de <http://www.alcablas.es/>
- Bohigues Pérez, V., Bixquert Ariño, J., Martín Monerri, M., Hernández Crespo, C., & Muñoz Escrivá, M. A. (2016). *Proyecto de construcción de las obras de la EDAR de la partida de Playamonte. Término municipal de Navarreés (Valencia)*. Valencia: Entitat de Sanejament d' Aigües (EPSAR).
- Cedar Lake Ventures. (25 de Mayo de 2018). *Weather Spark*. Recuperado el 2 de Abril de 2020, de <https://es.weatherspark.com/y/42784/Clima-promedio-en-Alcablas-Espa%C3%B1a-durante-todo-el-a%C3%B1o>
- CEDEX. (2010). *Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones*. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Natural y Marino y Centro de Estudios y experimentación de obras públicas. España: Ministerio de Fomento.
- CENTA. (2007). *Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales*. (J. J. Salas Rodríguez, J. R. Pidre Bocado, & L. Sánchez Fernández, Edits.) Andalucía, España: Coria Gráfica.
- Cerveró Pozo, J. V., Cerveró Ferrer, N., & Izaguirre Blasco, I. (2010). *Recursos paisajísticos del municipio de Alcablas*. Alcablas: Ayuntamiento de Alcablas.
- Crites, R., & Tchobanoglous, G. (2000). *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones*. (M. Camargo, L. P. Prado, & G. Mejía, Trads.) Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivalla, J., Puigagut, J., Stein, O., & Sperling, M. v. (2017). *Treatment wetlands* (Vol. Seven). London: IWA Publishing.
- Entidad Pública de Saneamiento de Aguas Residuales de la Comunidad Valenciana. (2018). *Memoria de gestión 2018*. Valencia: EPSAR.
- Ferrer Polo, J., & Seco Torrecillas, A. (2005). *Tratamientos Físicos y Químicos de Aguas Residuales*. Valencia: Universitat Politècnica de Valencia.
- Ferrer Polo, J., Seco Torrecillas, A., & Robles Martínez, Á. (2018). *Tratamientos biológicos de Aguas Residuales*. Valencia: Universitat politècnica de Valencia.
- Fundación Wikipedia. (16 de Marzo de 2020). *Wikipedia* . Recuperado el 1 de Abril de 2020, de Wikipedia: <https://es.wikipedia.org/wiki/Alcablas>
- García Serrano, J., & Corzo Hernández, A. (2008). *Depuración con humedales construidos. Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial*. Universidad Politècnica de Catalunya, Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. Catalunya: Universidad Politècnica de Catalunya.
- Google Earth Pro. (17 de 9 de 2017). Alcablas. *Alcablas*. Valencia, Comunidad Valenciana, España: 2020 Google.

- Instituto Geográfico Nacional. (2020). *Instituto Geográfico Nacional*. Recuperado el 29 de Marzo de 2020, de Centro Nacional de Información Geográfica: <https://www.ign.es/web/ign/portal>
- Instituto Nacional de Estadística. (2020). *INE: Instituto Nacional de Estadística*. Recuperado el 209 de Marzo de 2020, de <https://www.ine.es/>
- IWA. (2017). *Treatment Wetlands* (Vol. 7). London, United Kingdom: IWA publishing. Obtenido de www.iwapublishing.com
- Kivaisi, A. K. (2001). The potential for constructed wetlands for wastewater treatment and reuse in developing countries: A review. *Ecological Engineering*, 16(4), 545-560. Recuperado el 25 de Enero de 2020, de <https://www.elsevier.com/locate/ecoleng>
- La Iglesia Gandarilla, J. (2016). *Filtros verdes. Humedales. Macrófitas. Módulo gestión de aguas residuales y reutilización*. MAGUA. Madrid: Escuela de organización industrial.
- Martín Monerris, M., & Hernandez Crespo, C. (2018). Seminario de humedales artificiales en el tratamiento de aguas residuales. *Humedales Artificiales en el tratamiento de aguas residuales*. Valencia, Valencia, España: Universitat Politècnica de Valencia. Recuperado el 25 de Enero de 2020
- Metcalf & Eddy. (1995). *Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización* (Tercera ed., Vol. I). Madrid: McGraw - Hill/ Interamericana de España S.A.
- Ministerio de Hacienda . (20 de 09 de 2018). *Portal Institucional del Ministerio de Hacienda*. Obtenido de Portal Institucional del Ministerio de Hacienda: <https://www.hacienda.gob.es/es-ES/El%20Ministerio/Paginas/ElMinisterio.aspx>
- Ministerio para la Transición Ecológica. (2017). Recuperado el 12 de Diciembre de 2019, de <https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/planificacion-hidrologica/marco-del-agua/default.aspx>
- Naranjo Ríos, Y. (2017). *Estudio para mejorar la eliminación de fósforo en humedales artificiales empleando fangos generados en la potabilización del agua, mediante procesos de adsorción. Aplicación a la potabilizadora la presa (Manises, Valencia)*. Universitat Politècnica de Valencia, Departamento de hidráulica y medio ambiente. Valencia: Universitat Politècnica de Valencia.
- New York State Department of Health . (1995). *Manual of instruction for water treatment plant operators*. New York: Limusa S.A.
- Panadero Barberá, A. (2018). *Propuesta de humedal artificial que actúe como filtro verde supletorio para la EDAR de Gandia*. Universitat Politècnica de Valencia, Escuela Politècnica Superior de Gandía. Gandia: Universitat Politècnica de Valencia. Recuperado el 15 de Enero de 2020
- Portal de Información Argos, Generalitat Valenciana. (2019). *Banco de Datos Municipal*.
- Ripoll Berenguer, A. (2016). *Análisis del medio físico y usos del suelo de la comarca de los Serranos en el área funcional de Valencia y diagnóstico integrado*. Trabajo Final de Grado, Universitat Politècnica de Valencia, Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos, Valencia.

- Sanchez Ramos, D., Sanchez Emeterlo, G., & Florín Beltrán, M. (2018). *Humedales de tratamiento y reutilización de aguas residuales*. Castilla- La Mancha: Consejería de Agricultura, Medio Ambiente y Desarrollo Rural.
- Secretaría de la Convención de Ramsar. (2013). *Manual de la convención de Ramsar*. Recuperado el 20 de Diciembre de 2019, de <https://www.ramsar.org/sites/default/files/documents/library/manual6-2013-sp.pdf>
- Seoanez Calvo, M. (1999). *Aguas residuales urbanas: Tratamientos naturales de bajo costo y Aprovechamiento*. Madrid: Ediciones Mundi- Prensa.
- Seoánez Calvo, M. (1999). *Aguas residuales: Tratamiento por humedales artificiales. Fundamentos científicos. Tecnologías. Diseño*. Madrid: Ediciones Mundi-Prensa.
- Soto Fuster, J. L. (2016). *Estudio de aplicabilidad de humedales artificiales para la mejora de la calidad de las aguas en los meandros abandonados del río Segura*. Universitat Politècnica de Valencia, Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Camino, Canales y Puertos. Valencia: Universitat Politècnica de Valencia. Recuperado el 6 de Enero de 2020