

Trabajo Fin de Máster

DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON HUMEDALES ARTIFICIALES PARA LA COMUNIDAD DE CHARCAY, PROVINCIA DEL CAÑAR (ECUADOR)

Intensificación: *TRATAMIENTOS DE AGUAS*

Autor:

KAREN AGUILAR PAREDES

Tutor:

DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

Cotutor:

DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

FEBRERO, 2019



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Diseño de un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales con Humedales Artificiales para la Comunidad de Charcay, Provincia del Cañar (Ecuador)

Título del TFM en inglés: Design of a Wastewater Treatment System with Artificial Wetlands for the Community of Charcay, Province of Cañar (Ecuador)

Título del TFM en Valenciano: Disseny d'un Sistema de Tractament d'Aigües Residuals amb Aiguamolls Artificials per a la Comunitat de Charcay, Província del Canyar (Equador)

Alumno: KAREN AGUILAR PAREDES

Tutor: DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

Cotutor: DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

Fecha de Lectura: FEBRERO, 2019

Resumen

El presente trabajo consiste en el desarrollo de un diseño de sistema de humedales artificiales como tratamiento de aguas residuales para la comunidad de Charcay, ubicada en Ecuador en la Provincia del Cañar, con un área aproximada de 731.07 Ha, en donde se ha asentado una población de 734 habitantes (Registrado en el Censo poblacional 2010).

Se propone implementar este proyecto para mejorar la calidad del agua del sector y crear de esta forma condiciones favorables para la población. El problema de esta comunidad son las descargas de agua residual vertidas directamente al río, lago o quebrada sin contar con un tratamiento previo.

Para la ejecución del estudio se partió por la caracterización del agua residual y la normativa vigente en Ecuador de límites de vertido en cuerpos de agua dulce, considerándose además la norma vigente en España.

Esta comunidad cuenta con grandes extensiones de terreno disponible, lo que permite la construcción de un sistema de humedales con una proyección de la población de 25 años,

ya que actualmente no cuentan con una planta de tratamiento que ayude a depurar las aguas que vienen del sistema de alcantarillado.

En la realización del trabajo, se desarrollan tres alternativas posibles de humedales artificiales de flujo subsuperficial. El principal criterio para su elección, se basa en escoger la de mejor facilidad de operación y mantenimiento, además de ahorro de costes de ejecución y optimización de recursos.

Finalmente, se realizó la implantación del diseño escogido utilizando la topografía del sector, describiendo también su sistema constructivo en cuanto a confinamiento, sistemas de distribución y recogida, medio granular a emplear y la vegetación.

Resum

El present treball consisteix en el desenvolupament d'un disseny de sistema d'aiguamolls artificials com a tractament d'aigües residuals per a la comunitat de Charcay, situada a l'Equador a la Província del Canyar, amb una àrea aproximada de 731.07 Ha, on s'ha assentat una població de 734 habitants (Registrat en el Cens poblacional 2010).

Es proposa implementar aquest projecte per a millorar la qualitat de l'aigua del sector i crear d'aquesta forma condicions favorables per a la població. El problema d'aquesta comunitat són les descàrregues d'aigua residual abocades directament al riu, llac o feta fallida sense comptar amb un tractament previ.

Per a l'execució de l'estudi es va partir per la caracterització de l'aigua residual i la normativa vigent a l'Equador de límits d'abocament en cossos d'aigua dolça, considerant-se a més la norma vigent a Espanya.

Aquesta comunitat compta amb grans extensions de terreny disponible, la qual cosa permet la construcció d'un sistema d'aiguamolls amb una projecció de la població de 25 anys, ja que actualment no compten amb una planta de tractament que ajude a depurar les aigües que venen del sistema de clavegueram.

En la realització del treball, es desenvolupen tres alternatives possibles d'aiguamolls artificials de flux subsuperficial. El principal criteri per a la seua elecció, es basa en triar la de millor facilitat d'operació i manteniment, a més d'estalvi de costos d'execució i optimització de recursos.

Finalment, es va realitzar la implantació del disseny triat utilitzant la topografia del sector, descrivint també el seu sistema constructiu quant a confinament, sistemes de distribució i recollida, mig granular a emprar i la vegetació.

Summary

The present project consists of the development of an artificial wetland such as wastewater treatment system for the community of Charcay, located in Ecuador in the Province of Cañar, with an approximate area of 731.07 Ha, where a population of 734 inhabitants (Registered in the 2010 Population Census).

This project intends to improve the water quality in the sector and create favorable conditions for the population. The problem of this community are discharges of wastewater discharged directly into the river, lake or stream without pretreatment.

The execution of the study begins from the characterization of residual water and the current regulations in Ecuador of discharge limits in fresh water bodies, also considering the current norm in Spain.

This community has large areas of available land, which allows the construction of a wetland system with a projection of the population of 25 years, currently doesn't have a treatment plant that helps to clarify water coming from the sewer system.

In carrying out the work, three possible alternatives of subsurface flow wetlands are developed. The main criteria for their choice is based on choosing the best ease of operation and maintenance, as well as saving cost of execution and optimization of the resources.

Finally, the implementation of the chosen design was carried out using the topography of the place, also describing its construction system in terms of confinement, distribution and collection systems, granular medium to be used and the vegetation.

Palabras clave: humedales, tratamiento, agua, residual

Paraules clau: aiguamolls, tractament, aigua, residual

keywords: wetland, treatment, water, residual

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. OBJETIVOS.....	2
2.1 Objetivo general	2
2.2 Objetivos específicos	2
2.3 Objetivos formativos	2
3. CONCEPTOS PREVIOS.....	3
3.1 Aguas residuales urbanas	3
3.2 Características de las aguas residuales.....	3
3.3 Humedales artificiales	5
3.3.1 Definición	5
3.3.2 Mecanismos de eliminación de contaminantes.....	7
3.3.2.1 Sólidos en Suspensión.....	7
3.3.2.2 Materia orgánica.....	9
3.3.2.3 Aceites y grasas.....	12
3.3.2.4 Organismos patógenos	12
3.3.2.5 Nitrógeno	13
3.3.2.6 Fósforo	14
3.3.3 Aplicaciones.....	15
3.3.4 Tratamientos previos	16
3.3.4.1 Pretratamiento.....	16
3.3.4.2 Tratamiento primario.....	19
3.3.5 Tipos de humedales artificiales	22
3.3.5.1 Humedales Artificiales de Flujo Superficial.....	22

3.3.5.2	Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.....	23
4.	CASO DE ESTUDIO.....	30
4.1	Localización geográfica.....	30
4.2	Superficie de estudio.....	30
4.3	Características generales.....	31
4.3.1	Geología.....	31
4.3.2	Relieve.....	31
4.3.3	Riesgos naturales.....	32
4.3.4	Deslizamiento de tierras.....	32
4.3.5	Hidrografía.....	32
4.3.6	Clima.....	33
4.3.7	Socioeconomía.....	34
4.3.8	Agua de riego.....	35
4.3.9	Demografía.....	35
4.3.10	División por grupo étnico.....	36
4.3.11	Agua potable.....	37
4.3.12	Alcantarillado sanitario.....	37
4.4	Población de diseño.....	38
4.4.1	Población actual.....	38
4.4.2	Índice de crecimiento.....	38
4.4.3	Proyección de la población.....	38
4.5	Parámetros de diseño.....	39
4.5.1	Dotación.....	39
4.5.2	Factor de retorno.....	41

4.5.3	Caudal de aguas residuales	41
4.5.4	Caracterización del agua residual	44
5.	ALTERNATIVAS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE DEPURACIÓN	46
5.1	Pretratamiento	46
5.1.1	Aliviadero	46
5.1.2	Canal de desbaste	50
5.2	Alternativa 1	58
5.2.1	Tratamiento primario	59
5.2.1.1	Tanques Imhoff	59
5.2.1.2	Gestión de lodos	69
5.2.2	Tratamiento secundario	72
5.2.2.1	Humedal artificial subsuperficial de flujo horizontal	72
5.3	Alternativa 2	83
5.3.1	Tratamiento secundario	83
5.3.1.1	Humedal artificial subsuperficial de flujo vertical	83
5.4	Alternativa 3	94
5.4.1	Tratamiento Secundario	94
5.4.1.1	Humedal artificial subsuperficial de flujo vertical “sistema francés”	94
5.5	Selección de alternativa	109
5.5.1	Ubicación	111
5.5.2	Confinamiento	113
5.5.3	Sistemas de distribución y recogida	115
5.5.4	Medio granular	117
5.5.5	Vegetación	118

6. Recomendaciones	121
7. Conclusiones	122
8. Bibliografía	124

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Composición típica de aguas residuales domésticas.....</i>	<i>5</i>
<i>Tabla 2. Clasificación de pendientes</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 3. Tipos de vivienda de la comunidad de Charcay.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 4. Procedencia del agua en la Parroquia Juncal.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 5. Tipo de servicio de alcantarillado en la Parroquia Juncal.</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 6. Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 7. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 8. Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 9. Valores de velocidades de emisión másica unitaria (VEMU) en pequeños municipios</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 10. Valores de concentración de contaminantes del influente y los límites permisibles legales en España y Ecuador.</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 11. Valores de coeficiente de escurrimiento</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 12. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 13. Material de Sólidos recogidos por rejas según su abertura</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 14. Valores recomendados de parámetros necesario para el dimensionamiento del desarenador</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 15. Valores recomendados para el cálculo de las dimensiones del tanque Imhoff.</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 16. Rendimientos obtenidos en el tratamiento primario.</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 17. Valores de conductividad hidráulica con respecto al tipo de sustrato en un humedal construido de flujo subsuperficial.....</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 18. Valores de porosidad para distintos sustratos.</i>	<i>80</i>
<i>Tabla 19. Valores de resultados de eficiencia de remoción y concentración final de los constituyentes del efluente.</i>	<i>82</i>
<i>Tabla 20. Valores de tasa de carga orgánica de material granular.....</i>	<i>86</i>
<i>Tabla 21. Valores de porcentaje remoción y concentración final de contaminantes del efluente.</i>	<i>88</i>

<i>Tabla 22. Valores de Concentración de entrada y las cargas diarias de cada contaminante.</i>	94
<i>Tabla 23. Valores de carga contaminante de cada parámetro.</i>	95
<i>Tabla 24. Máximas cargas de diseño para el diseño clásico de humedal VF francés en condiciones de clima seco</i>	95
<i>Tabla 25. Resultados de áreas de un filtro para los diferentes contaminantes.</i>	96
<i>Tabla 26. Especificaciones de los medios de filtro para un diseño de humedal VF francés.....</i>	98
<i>Tabla 27. Volúmenes de cada filtro obtenidos para la primera etapa.</i>	98
<i>Tabla 28. Dimensionamiento y Características del efluente de la primera etapa</i>	103
<i>Tabla 29. Dimensionamiento y Características del efluente de la segunda etapa.</i>	104
<i>Tabla 30. Volúmenes de cada filtro obtenidos para la primera etapa.</i>	105
<i>Tabla 31. Valores de concentración del efluente del humedal subsuperficial vertical francés y los límites de vertido.....</i>	105
<i>Tabla 32. Resumen de las diferentes alternativas planteadas en el presente estudio.</i>	110

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Canales de aireación de una enea (<i>Typha latifolia</i> L.).....	6
Figura 2. Evolución de la concentración de la materia en suspensión a lo largo de un humedal de flujo horizontal	8
Figura 3. Esquema de degradación de materia orgánica en humedales	10
Figura 4. Esquema del canal de desbaste, encontrándose el aliviadero en el propio canal. ..	18
Figura 5. Esquema de una fosa séptica con dos cámaras	20
Figura 6. Esquema de un tanque Imhoff	21
Figura 7. Humedal artificial de flujo superficial	22
Figura 8. Corte longitudinal de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.	25
Figura 9. Sifón de descarga controlada.	26
Figura 10. Corte longitudinal de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical	27
Figura 11. Esquema de un humedal clásico francés	28
Figura 12. Esquema operativo de la primera etapa del sistema francés	29
Figura 13. Ubicación geográfica de la provincia del Cañar, parroquia Juncal y Comunidad de Charcay (izquierda a derecha).....	30
Figura 14. Hidrografía de la comunidad de Charcay y alrededores.	33
Figura 15. Comparación de Poblaciones según datos del INEC 2010.	36
Figura 16. Crecimiento poblacional para el período de diseño.	39
Figura 18. Dimensionamiento de rejas gruesas (izquierda) y rejas finas (derecha).	54
Figura 19. Vista lateral del aliviadero y canal de desbaste perteneciente al pretratamiento.	58
Figura 20. Vista en planta del aliviadero y canal de desbaste del pretratamiento.	58
Figura 21. Esquema de la zona de decantación del tanque Imhoff	61
Figura 22. Dimensionamiento de la zona de decantación.	64
Figura 23. Dimensionamiento del tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos.	69
Figura 24. Sistema de drenaje de eras de secado	70
Figura 25. Esquema del lecho de eras de secado para el diseño	71

Figura 26. Distribución del medio granular en el sistema de humedal vertical propuesto en la primera etapa (izquierda) y segunda etapa (derecha).	88
Figura 27. Ubicación de la celda de material adsorbente a la salida del humedal artificial....	90
Figura 28. Representación gráfica del humedal subsuperficial vertical francés en dos etapas con la celda adicional de material adsorbente.	109
Figura 29. Ubicación geográfica del sistema de humedal artificial planteado en el estudio.	112
Figura 30. Esquema de un humedal de flujo subsuperficial horizontal para tratamiento secundario	114
Figura 31. Colocación de geomembranas	114
Figura 32. Colocación del geotextil.	115
Figura 33. Distribución de agua a través de canales abiertos.....	116
Figura 34. Zona de entrada y salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal	117
Figura 35. Instalación de la tubería a la salida del humedal	117
Figura 36. Colocación del material granular en el interior del humedal	118
Figura 37. Especie vegetal Phragmites australis.	119
Figura 38. Plantación de rizomas en el interior del humedal	120

1. INTRODUCCIÓN

El cuidado del medio ambiente es una tarea de suma importancia para la preservación de los recursos naturales y en lo social, para el desarrollo de las comunidades y pueblos. Su conservación implica medidas y propuestas que ayuden a la adecuada explotación de sus recursos, garantizando así un entorno natural favorable.

Hoy en día, las descargas de agua residual sin previo tratamiento sobre cuerpos de agua dulce representan un problema de contaminación para el ecosistema y desarrollo del entorno natural, sobre todo en regiones donde fuentes de contaminación puntuales no son controladas, afectando a corto y largo plazo si no se toman medidas correctivas, siendo el caso de la comunidad de Charcay (Ecuador).

Charcay se encuentra dentro de la parroquia Juncal en la Provincia del Cañar. Esta es una población de pocos habitantes como la mayoría de las comunidades en Ecuador, en su mayoría es población indígena. Se caracteriza por su clima típico de la Sierra ecuatoriana, el cual permite el desarrollo de actividades agrícolas y ganaderas que activan la economía de la comuna. Tiene una extensión de 731.07 Ha, de acuerdo con información publicada en el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial actualizado en el 2015.

Según el Censo de Población y Vivienda 2010, la evacuación de las aguas servidas se realiza de diferentes maneras: en su mayoría por conexiones a una red pública de alcantarillado, otras conectadas a pozos sépticos, mediante letrinas, y finalmente en un porcentaje menor por descargas directas al río, lago o quebrada que como consecuencia provoca daños al medio ambiente. Cabe indicar, que la comuna tiene precipitaciones muy bajas y su topografía ayuda al drenaje natural de las aguas pluviales, sin estar expuesta a inundaciones, por lo que no existe un sistema de alcantarillado de aguas lluvias.

Por esta razón, es importante proponer alguna medida que regule la gestión de aguas servidas y sean estas descargadas generando un menor impacto ambiental, con un tratamiento previo que proporcione un servicio de saneamiento adecuado.

Los humedales artificiales son soluciones para pequeñas poblaciones, con bajo coste de inversión y mantenimiento para el tratamiento de aguas residuales, baja producción de lodos en comparación con otros sistemas. Además, la zona de estudio cuenta con grandes extensiones de terreno disponible, lo que necesita este tipo de tratamiento. Considerándose ésta una forma óptima y autosuficiente de solucionar el problema de la comuna de la Parroquia Juncal.

De esta manera, implementar sistemas de humedales artificiales para el tratamiento de las aguas servidas puede resultar adecuado en la mayoría de las comunidades con poblaciones pequeñas en la región de Ecuador, ya que la mayoría no cuentan con una infraestructura definida de descarga de aguas negras, ayudando a mejorar la gestión de este tipo de aguas en el país.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo general

Mejorar la gestión de aguas residuales mediante la aplicación de un sistema de tratamiento de humedales artificiales para la comunidad de Charcay en la región de la Sierra Ecuatoriana.

2.2 Objetivos específicos

Diseñar alternativas de sistemas de humedal artificial para el tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Charcay.

Mejorar la calidad de los vertidos de aguas residuales que cumplan con las normas establecidas en la región.

Seleccionar un sistema de humedal artificial adecuado con las características de la zona de estudio.

2.3 Objetivos formativos

Aprender a dimensionar y diseñar distintas tipologías de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales.

3. CONCEPTOS PREVIOS

3.1 Aguas residuales urbanas

Las aguas residuales urbanas provienen de uso doméstico (inodoros, lavabos, lavadoras, etc.), además de comercios, instituciones, de la limpieza de calles o parques y del drenaje de las aguas pluviales. Para evacuar estas aguas se utilizan: *redes unitarias* que son las que incluyen las aguas pluviales o *redes separativas* que consisten en recoger por separado las aguas residuales (red sanitaria) y las aguas pluviales (red pluvial).

Existen un gran número de compuestos orgánicos presentes en el agua residual que se ha podido tratar, siendo estos alrededor de medio millón y cada día aparecen 10,000 nuevos compuestos en municipios y comunidades (Metcalf & Eddy, 2003).

Cada agua residual es única en cuanto a sus características, pero estas difieren cuando se trata del tamaño de la población, la densidad poblacional, el sistema de alcantarillado empleado, el grado de industrialización, el nivel económico, la incidencia pluviométrica, ya que se establecen rangos de variación en caudales, y sobre todo en sus características fisicoquímicas (CENTA, 2008).

3.2 Características de las aguas residuales

Según Martín García, et al. (2006), las aguas residuales urbanas se caracterizan por su composición física, química y biológica, apareciendo entre ellos muchos parámetros que integran su caracterización.

Las características físicas más importantes son el color, sabor, temperatura, las químicas representan componentes orgánicos, inorgánicos y gaseosos. Los componentes orgánicos pueden ser de origen animal o vegetal, pero con mayor frecuencia también estas aguas contienen compuestos orgánicos sintéticos, los cuales son más difíciles de eliminar, entre ellos detergentes, pesticidas, trihalometanos.

Los problemas que pueden provocar los compuestos orgánicos en el agua residual son: la disminución del oxígeno disuelto creando condiciones anóxicas por degradación de la materia orgánica y la formación de trihalometanos.

Los compuestos inorgánicos son todos los sólidos de origen mineral, como sales minerales, arcillas, lodos, arenas y gravas, además de algunos compuestos como cloruros, metales pesados, nitrógeno, fósforo, pH y de ciertos sulfatos y carbonatos que pueden sufrir transformaciones químicas.

En las aguas residuales urbanas, los componentes gaseosos se refieren a los gases que ésta pueda contener, entre ellos el oxígeno disuelto en medios aerobios, el ácido sulfhídrico formado por descomposición de sustancias en medios anaerobios, el metano producido de la descomposición anaerobia de materia orgánica en la estabilización de fangos, y otros gases o derivados del nitrógeno.

Las características biológicas se refieren a una variedad de organismos vivos de alta capacidad metabólica, a su descomposición en el agua y degradación de materia orgánica e inorgánica. Los organismos que principalmente se encuentran en las aguas residuales urbanas son: algas, mohos, bacterias, virus, flagelados, ciliados, rotíferos, nemátodos, anélidos, larvas, etc.

Este componente biológico, además, se manifiesta fundamentalmente en 5 diferentes áreas, según lo menciona Seoáñez Calvo (1999):

- a. Descomposición de los compuestos orgánicos contenidos en las aguas residuales.
- b. Eliminación de determinados compuestos orgánicos que sean tóxicos para los vegetales y microorganismos del suelo.
- c. Desaparición de microorganismos patógenos.
- d. Participación en los ciclos biogeoquímicos del N, del P y del S, elementos fundamentales cuando se presentan como nitratos, fosfatos o sulfatos en el movimientos y asimilación por el suelo y los vegetales.
- e. Reacciones de la materia orgánica transformada y del componente microorgánico frente a los constituyentes minerales del suelo.

A continuación, se muestran los rangos habituales de los parámetros de aguas residuales urbanas más habituales procedentes de medianas y grandes aglomeraciones urbanas:

Tabla 1. Composición típica de aguas residuales domésticas (Metcalf & Eddy, 2003).

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	ml/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 Humedales artificiales

3.3.1 Definición

Los humedales artificiales son zonas pantanosas construidas por el hombre, con el objetivo de eliminar los contaminantes presentes en el agua residual mediante procesos físicos, químicos y biológicos para mejorar su calidad y conseguir un efluente depurado.

Se los puede definir también como la tecnología verde para el tratamiento de aguas residuales. Con un ahorro significativo de consumo de energía, sencillez de operación y mantenimiento, representando una alternativa óptima sobre todo en pequeñas comunidades rurales. Sin embargo, la operación sostenible y la aplicación con éxito sigue siendo un desafío (Castañeda Sarmiento , 2017).

Los principales componentes considerados para estos ecosistemas como se indica en el “Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones” del CEDEX (2010) son los siguientes:

- El material de relleno: Sirve de soporte a la vegetación y permite la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula). Forma parte de la mayoría de los procesos de eliminación de los contaminantes presentes en las aguas a tratar.
- La vegetación: Contribuye a la oxigenación del sustrato, facilitan la filtración y la adsorción de constituyentes del agua residual y en la que también tiene lugar el desarrollo de biopelícula. Además, contribuye a una integración paisajística.
- El agua residual a tratar: Circula a través del material de relleno y de la vegetación.



Figura 1. Canales de aireación de una enea (Typha latifolia L.) (CEDEX, 2010).

Todos los humedales son efectivos para la eliminación de sólidos suspendidos y materia orgánica, pero para la remoción de nutrientes muchas veces requieren de una combinación entre varios tipos de humedales.

Su definición de artificiales se refiere a las siguientes particularidades, según se menciona en el “Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales” del CENTA (2007):

- El confinamiento del humedal se construye mecánicamente y se impermeabiliza para evitar pérdidas de agua al subsuelo.

- Se emplean sustratos diferentes al terreno original para el enraizamiento de las plantas.
- Se eligen las plantas que van a colonizar el humedal.

La vegetación empleada en los humedales es la misma que coloniza los humedales naturales: plantas acuáticas emergentes (carrizos, juncos, aneas, etc.), especies anfibas que se desarrollan en aguas poco profundas, adaptadas al subsuelo (CENTA, 2007).

3.3.2 Mecanismos de eliminación de contaminantes

Las normas que regulan tratamientos secundarios de depuración de aguas residuales están basadas en la remoción de la materia orgánica, sólidos en suspensión y patógenos presentes en el agua. Pero, también se establece en la normativa la eliminación de nutrientes y de contaminantes prioritarios para mejorar la calidad del agua (Metcalf & Eddy, 2003).

Cuando el fin es la reutilización de las aguas, estas deben cumplir ciertos criterios de calidad, especificados en la normativa vigente. Si fuera utilizada para varios usos, la exigencia es más estricta. El uso del agua regenerada puede ser de tipo residencial, para riego de zonas verdes, baldeo de calles, riego de cultivos, aguas de proceso y limpieza, recarga de acuíferos, entre otros. Depende del uso, se exige en algunos casos eliminación de límites admisibles de *escherichia coli*, valores de SS, de turbidez, y de otros contaminantes presentes en estas aguas como el sodio, arsénico, cadmio, manganeso, además de nitrógeno, nitratos, fósforo en zonas sensibles y en algunos casos control de patógenos.

A continuación, para la caracterización del agua residual, se emplean parámetros que miden los contaminantes de importancia en el tratamiento y se describen sus mecanismos de eliminación:

3.3.2.1 Sólidos en Suspensión

Son partículas de pequeño tamaño y de procedencia muy variada, los cuales se quedan retenidos en un filtro con un tamaño de poro de 0.45 μm al calentar el agua a 105°C. Puede haber sólidos suspendidos *volátiles*, que se clasifican en biodegradables y no biodegradables,

y los SS *no volátiles*. Dentro de los SS también se encuentran los sedimentables y un porcentaje pequeño de no sedimentables.

Los sólidos en suspensión pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar al entorno acuático (Metcalf & Eddy, 2003).

Cuando el agua residual ingresa al humedal, su velocidad disminuye y en algunos casos se anula, provocando separación de partículas, en donde los sólidos quedan retenidos mediante filtración a través de los espacios intersticiales del medio granular, los gruesos se sedimentarán al principio, y los finos seguirán el flujo hasta sedimentarse poco a poco conforme su recorrido.

La materia suspendida, en los humedales horizontales, queda retenida en la zona de entrada, disminuyendo la concentración de los contaminantes mientras el flujo de agua avanza exponencialmente a lo largo del lecho. Como se muestra en la Figura 2, la remoción de los sólidos suspendidos ocurre en 1/4 - 1/3 de la longitud del sistema.

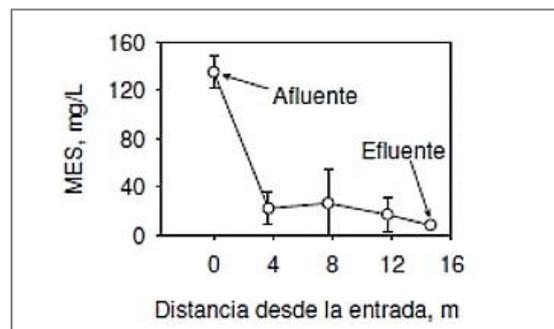


Figura 2. Evolución de la concentración de la materia en suspensión a lo largo de un humedal de flujo horizontal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

En los sistemas de humedales verticales, los sólidos son retenidos en los primeros centímetros del sustrato filtrante. Es similar el mecanismo de eliminación con respecto al de los horizontales, al ir disminuyendo su concentración conforme avanza en el lecho, pero en sentido vertical.

Los porcentajes de remoción de sólidos suspendidos suele ser de un 90% aproximadamente en los humedales horizontales y verticales, con concentraciones de efluentes menores a 20

mg/l (García Serrano & Corzo Hernández, 2008). Es importante disponer de un sistema de pretratamiento y tratamiento primario funcionando correctamente, así se elimina una parte de sólidos que ingresan en el agua residual y evitarían la colmatación de los sistemas de humedales.

3.3.2.2 Materia orgánica

Compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos, grasas animales. La materia orgánica se mide en función de la DQO y la materia orgánica biodegradable con la DBO.

La materia orgánica es eliminada en los humedales de forma compleja, ya que es la interacción de numerosos procesos físicos, químicos y bióticos que suceden simultáneamente. Ingresa al sistema de humedales en forma de partículas y soluble.

La materia orgánica particulada entra con el afluente eliminándose mediante procesos físicos como son la filtración y sedimentación. Esta fracción retenida se acumula y se hidroliza, formando una carga adicional de compuestos orgánicos disueltos que pueden ser hidrolizados por enzimas extracelulares. Estas enzimas son excretadas por bacterias heterótrofas aeróbicas y fermentativas facultativas. El proceso de hidrólisis forma sustratos sencillos que pueden ser asimilados por bacterias heterótrofas aeróbicas o fermentativas facultativas y los ácidos por bacterias sulfatoreductoras, metanogénicas y, además, por las heterótrofas aeróbicas. Los sustratos sencillos en cambio son asimilados directamente sin hidrólisis previa. A continuación, se muestra una representación gráfica de los procesos que implican la degradación de la materia orgánica en humedales.

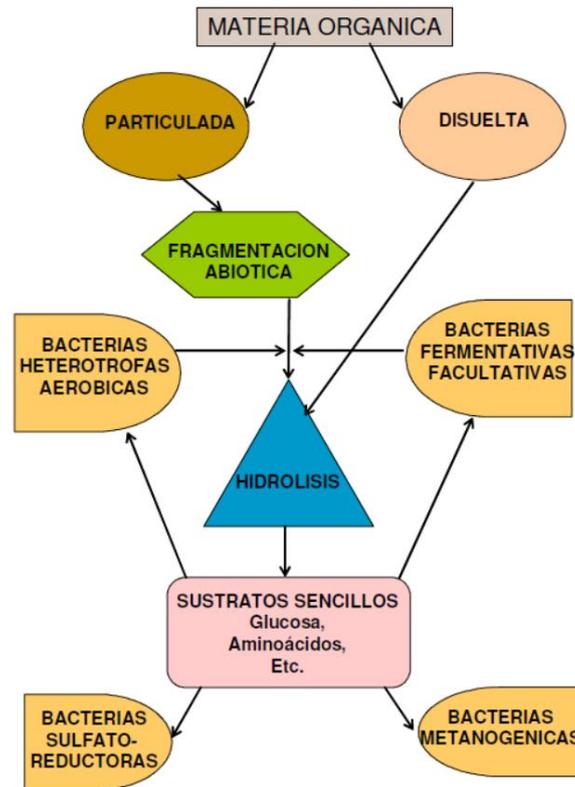


Figura 3. Esquema de degradación de materia orgánica en humedales (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Otra forma de materia particulada presente en las aguas residuales es el crecimiento de la planta y la acumulación del detritus microbiano. Por ende, la acumulación de materia orgánica particulada es mucho más alta que la carga que ingresa con el agua residual.

La materia orgánica disuelta se puede retener por adsorción en el medio granular. Estas se pueden quedar ahí, desplazarse y ser readsorbidas, o ser degradadas por microorganismos.

La degradación de la materia orgánica en condiciones aeróbicas en los humedales horizontales ocurre en la superficie del agua, en los primeros 0.05 m de profundidad y en las zonas cercanas a las raíces, pero el oxígeno de las raíces no es suficiente para degradar por completo la materia orgánica. Según estimaciones, la degradación vía anaerobia es mayor en sistemas horizontales con respecto a la vía aerobia. En humedales verticales, existen concentraciones de oxígeno importantes en toda la profundidad del lecho (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Las bacterias heterótrofas pueden degradar materia orgánica en condiciones anóxicas utilizando como aceptor de electrones el nitrato (desnitrificación). Los humedales horizontales operan vía anóxica, pero también se observa eliminación de amoníaco y ausencia de nitrato, deduciéndose que el nitrato que se forma se elimina rápidamente por desnitrificación. En sistemas verticales no se da este proceso, al tener el lecho en condiciones aeróbicas en toda su profundidad (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

La vía específica de eliminación se define por el aceptor de electrones. Los principales procesos que se dan en humedales son (IWA, 2017):

- La respiración aeróbica: con el oxígeno como aceptor de electrones y dióxido de carbono como producto principal
- La desnitrificación: con su aceptor de electrones el nitrito y el nitrato, y el nitrógeno gas y dióxido de carbono como sus productos principales.
- La reducción de sulfatos: con sulfatos como aceptor de electrones y el sulfuro y dióxido de carbono como productos principales.
- La metanogénesis: con la materia orgánica como aceptor y dador de electrones y el dióxido de carbono y el metano son los productos principales.

Existen dos factores que afectan las vías de degradación de materia orgánica y los rendimientos de eliminación, estos son la profundidad del agua y la carga orgánica. Los rendimientos de eliminación en humedales horizontales y verticales si éstos se encuentran en condiciones óptimas de funcionamiento, tanto como para DQO y DBO se observa porcentajes de remoción de entre 75 y 95 %, con efluentes con concentración de DQO menor de 60 mg/l y DBO menor a 20 mg/l (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

La relación de DBO_5/DQO es un factor importante que indica biodegradabilidad de las aguas residuales urbanas. La biodegradabilidad es la propiedad que permite que algunas sustancias químicas puedan ser usadas como sustrato por microorganismos en el agua residual (Martín García, et al., 2006).

3.3.2.3 Aceites y grasas

Son sustancias que cuando no se mezclan con el agua, permanecen en la superficie formando natas. Son de procedencia doméstica e industrial (CENTA, 2008). Su contenido en el agua residual se determina al ser extraídos previamente con un disolvente adecuado, la posterior evaporación del disolvente y pesar el residuo obtenido (Martín García, et al., 2006).

La presencia de grasas y aceites puede causar problemas en la red de alcantarillado y en las plantas de tratamiento. Si no se elimina el contenido de estos antes de que el agua residual sea vertida, puede causar cambios en la vida biológica en aguas superficiales y crear películas y acumulaciones de materia flotante desagradables (Metcalf & Eddy, 2003).

3.3.2.4 Organismos patógenos

Estos organismos son transmisores de enfermedades contagiosas y están presentes en el agua residual. Para conocer la cantidad de organismos patógenos presentes, se suele usar como indicador a los coliformes fecales.

En humedales verticales y en horizontales, la eliminación de microorganismos es dependiente del tiempo de permanencia y del medio granular. Cuanto menor es el diámetro del medio granular, mayor es su remoción (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

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

Según García y Corzo (2008), los valores de eliminación de estos microorganismos están entre 1 y 2 unidades logarítmicas/100ml aproximadamente. Sin embargo, este nivel no es apto para utilizar el efluente en actividades agrícolas, se recomienda colocar adicionalmente sistemas de humedales de flujo superficiales o lagunas para favorecer la desinfección, dependiendo del uso que vaya a tener el agua luego de ser tratada.

3.3.2.5 Nitrógeno

Este elemento, al igual que el fósforo, es importante para el crecimiento de protistas y plantas, por lo que reciben el nombre de nutriente. El nitrógeno es básico para la síntesis de proteínas, por esto es importante conocer la cantidad y los datos de este elemento presente en el agua, para poder valorar la posibilidad de tratamiento en el agua residual.

El contenido total de nitrógeno está compuesto por nitrógeno orgánico e inorgánico que son el amoníaco, nitrito y nitrato. El contenido de nitrógeno orgánico se determina con el método Kjeldahl y el nitrógeno Kjeldahl se determina de la misma forma, pero con la diferencia de que no se elimina el amoníaco presente. Por tanto, el nitrógeno Kjeldahl total está conformado por ambas formas de nitrógeno: el orgánico y el amoniacal (Metcalf & Eddy, 2003).

La edad del agua residual puede medirse en función de la proporción de amoníaco presente. En medio aerobio, la acción de las bacterias puede oxidar el nitrógeno amoniacal en forma de nitritos y nitratos. Las algas y otras plantas pueden emplear los nitratos para sintetizar proteínas, pero se debe adoptar medidas para controlar el nitrógeno presente en el agua y evitar la proliferación de estas plantas (Metcalf & Eddy, 2003).

Según García y Corzo (2008), en los humedales el principal mecanismo de eliminación de nitrógeno es de tipo microbiano y consiste en la nitrificación seguida de desnitrificación. Pero existen otros procesos realizados por las plantas como la adsorción del amonio y la asimilación microbiana.

La nitrificación es realizada por bacterias autótrofas aeróbicas que convierten el amonio en nitrito y luego en nitrato, a una velocidad muy rápida. La nitrificación requiere de 4.6 mg de oxígeno por cada miligramo de amonio en forma de nitrógeno.

En sistemas de humedales horizontales la transferencia de oxígeno es baja y existen pocas zonas aerobias, por lo que no se dan procesos de nitrificación y la remoción de amonio es del 30% aproximadamente. Pero en humedales verticales sucede lo contrario, se dan procesos de nitrificación al ser sistemas que trabajan en condiciones aerobias, por lo que los rendimientos de eliminación del amonio son altos al pasar a nitratos (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

La desnitrificación permitirá eliminar los nitratos formados en la nitrificación, para formar nitrógeno gas en el proceso de oxidación de la materia orgánica realizado por bacterias heterótrofas facultativas en condiciones anóxicas. Por esto, se suelen hacer combinaciones de humedales entre verticales y horizontales, ya que en los horizontales si se producen procesos de desnitrificación. Solo se debe tomar en cuenta disponer de la materia orgánica necesaria para el horizontal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

3.3.2.6 Fósforo

El fósforo es esencial para el crecimiento de algas y otros organismos biológicos. Se recomienda limitar la concentración de fósforo que existe en aguas superficiales por medio de vertidos de aguas residuales domésticas o industriales o a través de escorrentías, para evitar el crecimiento excesivo e incontrolado de algas.

Se presenta más frecuentemente en soluciones acuosas que incluyen el ortofosfato, el polifosfato y los fosfatos orgánicos. El fósforo orgánico es de poca importancia en residuos domésticos, pero es importante en los vertidos industriales y fangos de aguas residuales domésticas (Metcalf & Eddy, 2003).

La eliminación de fósforo en humedales es complicada según mencionan García y Corzo (2008), siendo entre el 10 y 20%, ya sea en horizontales o verticales. Su eliminación puede ser de tipo biótico cuando es asimilado por las plantas y abiótico por adsorción del medio granular.

En varios estudios se ha observado que luego de la puesta en marcha de humedales se obtiene buenas eficiencias de eliminación del fósforo, pero después esta disminuye. Debido a que la adsorción por parte del medio granular al comienzo es alta, pero cuando este se satura, deja de funcionar y debe ser reemplazado o reactivado (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Actualmente, para remover el fósforo que aún no se ha eliminado del sistema de humedales se incorpora a estos procesos de precipitación, por adición de sales de aluminio o sales de hierro. Otra opción es colocar una celda de material adsorbente adicional al final del humedal, que puede ser de diferentes materiales como zeolita, caliza, dolomita, arenas con óxidos de hierro, escorias de horno y lodo de estación de tratamiento de agua potable. Este filtro se deja

generalmente sin sembrar para facilitar la eliminación del material una vez que alcanza su capacidad de adsorción.

3.3.3 Aplicaciones

Los humedales artificiales sin duda son ideales en sistemas rurales, con un sistema de alcantarillado deficiente o inexistente y sin estaciones depuradoras. Es importante, además, contar con grandes extensiones de terreno disponibles o en algunas fincas industriales que generen efluentes de tipo orgánico y de alta biodegradabilidad, o también para la depuración de aguas ácidas de minas o aguas de lluvia (Mena Sanz, 2008).

Asimismo, existen varios aspectos que motivan al diseño y construcción de estos ecosistemas:

- Eliminan de las aguas residuales varios contaminantes: materia orgánica, nutrientes, microorganismos patógenos, metales pesados, etc.
- Los costos de inversión, operación y mantenimiento son mucho menores en comparación con los sistemas convencionales de tratamiento.
- Funcionan como tratamiento secundario, y si fuera el caso como terciario para reutilización de aguas.
- No generan fangos
- Soportan las fluctuaciones de caudal y de carga contaminante.
- Dan un aspecto paisajístico armónico con el entorno, contribuyendo al desarrollo de la vida salvaje y pueden ser orientados a la concienciación del cuidado ambiental.

Sin embargo, presenta algunos aspectos adicionales a tomar en cuenta:

- Durante el invierno disminuye el rendimiento de depuración de los humedales, sobre todo en la eliminación de nitrógeno.
- La remoción de fósforo es baja y disminuye con el tiempo.
- Para estos sistemas se requieren grandes extensiones de terrenos.
- Los humedales requieren de pretratamientos, para evitar que los sólidos suspendidos presentes en el agua residual colmaten los lechos y puedan trabajar con un tiempo de vida útil prolongado.

3.3.4 Tratamientos previos

Los sistemas de humedales cuentan con tres procesos: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario. El pretratamiento y tratamiento primario son las etapas previas, construidos para eliminar sólidos que puedan obstruir elementos posteriores y colmatar el lecho del humedal. El tratamiento secundario comprende los sistemas de humedales.

Es importante elegir los tratamientos previos de forma adecuada, tomando en cuenta desde el espacio disponible hasta la topografía, además de los costos de construcción, operación y mantenimiento, para asegurar la calidad del agua que ingresa al humedal y esta pueda salir con un efluente depurado (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

3.3.4.1 Pretratamiento

El pretratamiento consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, con el objetivo de separar la mayor cantidad de materias posibles del agua (sólidos gruesos, arenas, grasas), que puedan causar problemas en elementos posteriores del tratamiento (CEDEX, 2010).

Es importante realizar un diseño correcto y una operación del sistema adecuada para evitar desperfectos que puedan repercutir en etapas posteriores o instalaciones del sistema. Estas operaciones van a depender de la calidad de agua del afluente, del tipo de tratamiento secundario que vaya a tener, del tamaño de la población, entre otros (CEDEX, 2010).

En poblaciones pequeñas (menos de 2000 habitantes), un pretratamiento suele constar de un canal, donde al comienzo se encuentra un aliviadero con el objetivo de evacuar el exceso de caudal cuando el influente supere el caudal máximo de diseño. Seguidamente esta la zona de rejas de gruesos y/o finos y al final una de desarenado. Si fuera el caso, dependiendo de la calidad del afluente y si este contara con alto contenido de aceites y grasas, se coloca una última zona de desengrasador, además si se incluye tratamiento primario (fosas sépticas y tanques Imhoff) se puede obviar la etapa de desengrasado (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Aliviadero de entrada

El aliviadero toma gran importancia porque tiene como objetivo evitar la sobrecarga de caudal en las instalaciones que tratan aguas provenientes de redes de alcantarillado unitarias.

Consiste en una arqueta de planta rectangular adjunta al canal de desbaste, colocada en la cabecera de la instalación. Construida a una cierta altura, en donde el caudal de agua que supere esta altura separada será enviado directamente pasando por una reja (Figura 4).

El dimensionamiento del aliviadero es basa en la teoría en que el agua residual que se encuentra excedente está tan diluida que la concentración de los contaminantes será similar la que tendría si esta fuese tratada (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Canal de desbaste

En el canal de desbaste, las rejas son barras paralelas que se anteponen al flujo, con una separación uniforme entre ellas, las cuales separan grandes sólidos en su intercepción y posterior se produce un desarenado de las aguas que es construido con una sección mayor para disminuir la velocidad del agua, pero si esta zona tuviera una altura de agua mucho mayor. Trabajando de forma simultánea el desbaste y el desarenado.

Según el “Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones” del CEDEX (2010), las rejas presentan una mayor luz de paso que los tamicos (entre 6 mm a 60 mm frente a 1-6 mm), y en función a su limpieza se pueden clasificar en:

- Rejas de limpieza manual: muy utilizadas en plantas que dan servicio a pequeñas poblaciones, equipadas con un cestillo perforado para acumular los sólidos que son retirados de las rejas mediante el empleo de un rastrillo. El cestillo permite el escurrimiento al canal de desbaste del exceso de agua, de modo que cuando se retiran los residuos, para su disposición final, la cantidad de agua en ellos sea la mínima posible. Estas rejas se instalan con una inclinación de 60° a 80° con relación a la horizontal y su longitud no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.

- Rejas de limpieza automática: Es incorporado un peine rascador que, periódicamente y de manera automática, limpia la reja por la cara anterior (aguas arriba) o posterior (aguas abajo). Este peine puede activarse mediante temporizador, al superarse cierto valor establecido de pérdida de carga, o mediante un sistema combinado de temporización y pérdida de carga.

Este tipo de rejas debe contar con un dispositivo limitador de par, que, en caso de bloqueo del sistema de limpieza, las deje fuera de servicio para evitar su deterioro.

Los residuos se suelen descargar a una cinta o tornillo transportador, para su envío a un contenedor.

El desarenador es de flujo horizontal, empleado en pequeñas instalaciones de depuración. Permite separar materias pesadas de granulometría superior a 200 μm , evitando su sedimentación en canales, conducciones y unidades de tratamiento siguientes. Además, en esta fase se produce también una pequeña disminución de material orgánico no putrescible (granos de café, huesos, cáscara de huevo, etc.). La extracción de arenas se realiza manualmente cada 4 o 5 días (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Estos canales son de sección rectangular con un resguardo de entre 0.30 a 0.50 m y dependiendo de las necesidades del pretratamiento, puede colocarse un tamizado, pero fuera del canal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

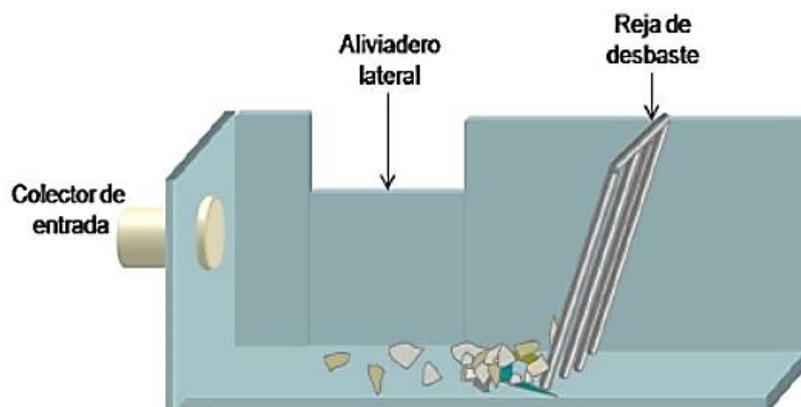


Figura 4. Esquema del canal de desbaste, encontrándose el aliviadero en el propio canal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

La periodicidad de la limpieza de las rejillas de desbaste será la misma que la de las visitas a la estación de tratamiento, para evitar la aparición de olores desagradables. Además, cuando se detecten sedimentaciones en el fondo de los canales en los que se ubican las rejillas de desbaste (manuales o automáticas), se procederá a su extracción manual para su envío a vertedero (CEDEX, 2010).

3.3.4.2 Tratamiento primario

El tratamiento primario reduce la materia orgánica en suspensión y, además, un porcentaje de la materia orgánica presente en el agua residual. Es un proceso importante en el sistema de tratamiento, ya que evita la colmatación de los humedales. Se suelen utilizar fosas sépticas o tanques Imhoff, pero en algunos lugares se están usando técnicas avanzadas como los reactores anaeróbicos de flujo ascendente (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Las fosas sépticas suelen ser empleadas en sistemas de saneamiento autónomo o en pequeñas poblaciones de menos de 200 habitantes. Los tanques Imhoff son aptos para poblaciones entre 200 a 500 hab-eq. Cuando se trata de núcleos mayores, se utilizan tanques Imhoff en paralelo o algunas veces, fosas en paralelo (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Fosas sépticas

Las fosas sépticas son parte del tratamiento primario de un sistema de humedales, ayudando a reducir el contenido de sólidos en suspensión, tanto de sedimentables como de flotantes y su acumulación de lodos en el fondo se va descomponiendo de forma anaerobia. Se construyen enterradas y generalmente es uno de los más usados en sistemas de depuración descentralizados.

Existen dos tipos de procesos en las fosas sépticas (CEDEX, 2010):

- **Físicos:** Por la acción de la gravedad son separados los sólidos sedimentables presentes en el agua (acumulándose en el fondo de la fosa), los sólidos flotantes, incluyendo aceites y grasas (forman una capa sobre la superficie líquida). La capa que se encuentra intermedia a los flotantes y a los fangos constituye el agua tratada.

- **Biológicos:** La fracción orgánica de los sólidos que está acumulada en el fondo de las fosas, experimenta reacciones de degradación anaerobia, licuándose y reduciendo su volumen hasta en un 40%, y liberando biogás (mezcla de metano y dióxido de carbono y en pequeñas cantidades de compuestos de azufre), los cuales desprenden olores desagradables, pero suelen ser liberados a través de chimeneas.

En la degradación anaerobia, las burbujas de gas producidas no dejan sedimentar bien las partículas presentes en el agua residual del influente, por esto es recomendable optar por un segundo compartimiento, en donde los sólidos más ligeros tengan condiciones de sedimentación más favorables (CEDEX, 2010).

La mayor parte de los sólidos sedimentan en la primera cámara, por esto es donde hay más concentración de lodos. En las siguientes cámaras se produce sedimentación y almacenamiento de los lodos que rebosan de la primera cámara (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

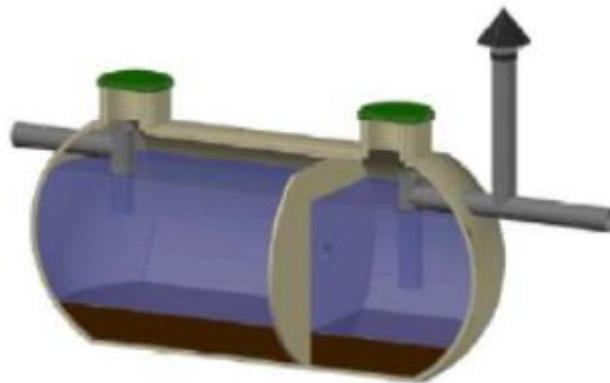


Figura 5. Esquema de una fosa séptica con dos cámaras (CEDEX, 2010).

Tanque Imhoff

Los tanques Imhoff permiten un tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo la materia en suspensión presente, sea esta sedimentable o flotante.

Constan de dos zonas bien definidas, la *zona de decantación* ubicada en la parte superior de la *zona 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 de decantación (CEDEX, 2010).

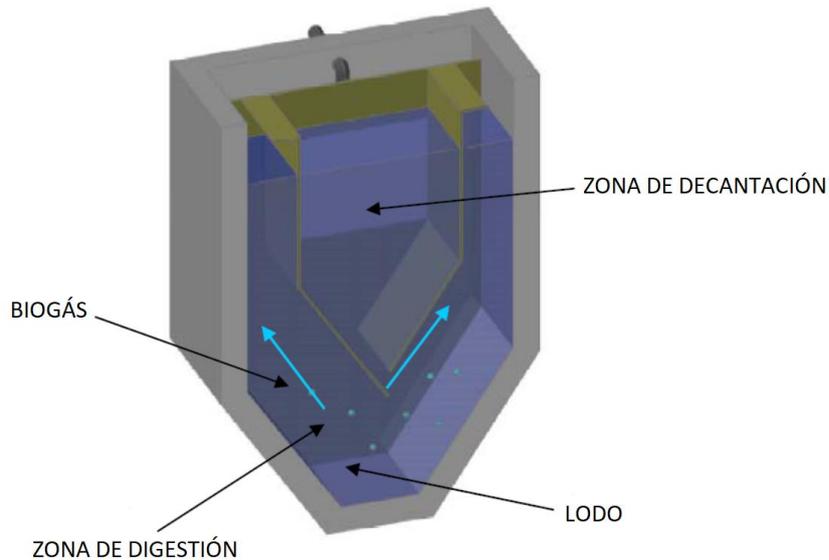


Figura 6. Esquema de un tanque Imhoff (CEDEX, 2010).

El funcionamiento de los tanques se basa en dos tipos de procesos (CEDEX, 2010):

- Físicos: Por acción de la gravedad se separan los sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales (acumulándose en el fondo del tanque), de los sólidos flotantes, incluyendo aceites y grasas (formando una capa sobre la superficie líquida de la zona de sedimentación).
- Biológicos: La fracción orgánica de los sólidos que se acumulan en el fondo del tanque, en donde los lodos experimentan reacciones de degradación anaerobia, licuándose, reduciendo su volumen y desprendiendo biogás, mezcla de metano y dióxido de carbono, principalmente y, en mucha menor cuantía, de compuestos del azufre, causando olores desagradables que desprenden los Tanques Imhoff.

Con relación a las Fosas Sépticas la principal diferencia estriba en la corta estancia de los influentes en los tanques, lo que permite la obtención de efluentes con muy bajo grado de septicidad.

La aparición de espumas en la superficie de decantación es un indicativo de un mal funcionamiento del sistema. La selección de la geometría está basada en el número de habitantes a servir. Para menores a 500 hab-eq suelen ser circulares, cuadrados o rectangulares con un solo punto de recogida de fangos, pero para mayores habitantes se

emplean tanques rectangulares con dos o más puntos de recogida de fangos (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

3.3.5 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 encima del sustrato, visto como sistemas pantanosos, en cambio en los de flujo subsuperficial, el agua pasa a través del lecho filtrante recorriendo el humedal de forma subterránea.

3.3.5.1 Humedales Artificiales de Flujo Superficial

En estos humedales, el agua circula por la superficie del sustrato, en donde se encuentran enraizadas las plantas, circulando alrededor de sus tallos y hojas, estando expuesta a la atmósfera. Contienen balsas o canales con vegetación emergente y bajos niveles de agua (inferiores a 0.40 m), como se muestra en la Figura 7 (CEDEX, 2010).

Los humedales de flujo superficial suelen utilizarse como tratamiento terciario cuando se requiere reutilizar las aguas, empleando varias hectáreas de terreno.

La alimentación se realiza de forma continua o intermitente. El agua es depurada cuando esta recorre a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente implantada, siendo en esas partes de la planta donde se forma la biopelícula encargada de la eliminación de contaminantes.

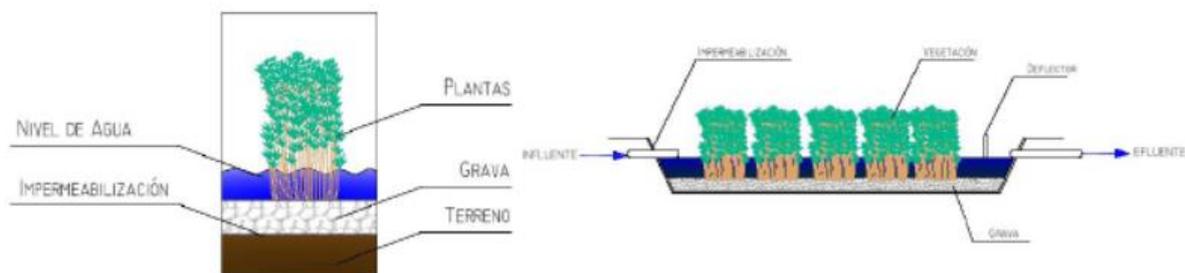


Figura 7. Humedal artificial de flujo superficial (CEDEX, 2010).

3.3.5.2 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

En esta clasificación de humedales, la circulación del agua es subterránea, a través del medio granular (arena, gravilla, grava) con una suficiente permeabilidad, y en contacto con los rizomas y raíces de macrófitos (CEDEX, 2010).

Los humedales de flujo subsuperficial deben ser implantados en terrenos impermeabilizados, que contienen el material soporte para enraizar la vegetación, la cual habitualmente es carrizo. Con una profundidad del sustrato en el punto medio del humedal de 0.5 a 1.0 m.

Son de menor tamaño que los de flujo superficial y suelen ser usados para tratamientos secundarios de aguas residuales en pequeñas poblaciones. Además, en comparación con el superficial, este no libera olores en la naturaleza y por la no exposición directa del agua a la atmósfera, impide la aparición de insectos (CEDEX, 2010).

Existen algunos aspectos a tomar en cuenta con respecto a este tipo de humedales (CEDEX, 2010):

- Mayores costes de construcción por unidad de superficie debido, fundamentalmente, al material granular (costes de adquisición y colocación del sustrato).
- Riesgo de colmatación del lecho filtrante.
- Menor valor como ecosistemas para la vida salvaje debido a que el agua no es accesible a la fauna.

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

Humedales subsuperficiales de flujo horizontal

En un humedal típico de flujo horizontal, el lecho de grava está saturado y plantado con plantas de humedales emergentes (como el carrizo, la espadaña o los juncos). El agua ingresa al sistema por un extremo, en donde se encuentra el gavión de bolos, que distribuirá el flujo a través del sustrato filtrante de grava-gravilla en el que se fija la vegetación, para ser recogido

por el extremo opuesto y ser descargado. Fuera del humedal, existe un tubo vertical a unos 5 cm por debajo del nivel de áridos que controla el nivel de encharcamiento (CEDEX, 2010).

La profundidad del agua puede ser de 0.30 a 0.90 m según García y Corzo (2008) o de 0.40 a 0.60 m según indica el CEDEX (2010).

Los humedales horizontales están compuestos por los siguientes elementos (García Serrano & Corzo Hernández, 2008):

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

La alimentación se efectúa de forma continua, pero puede también funcionar de forma intermitente, operando con cargas de 6 g DBO/m².d, en condiciones anaerobias (ausencia de oxígeno disuelto). Además, tienen tiempos de retención del orden de varios días (CEDEX, 2010).

Requieren de una buena repartición y recogida de aguas para alcanzar los rendimientos estimados, por esto, las estructuras de entrada y salida deben estar bien diseñadas (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Estos humedales horizontales se utilizan también para el tratamiento secundario y terciario de aguas residuales domésticas, así como para una variedad de efluentes industriales (IWA, 2017).

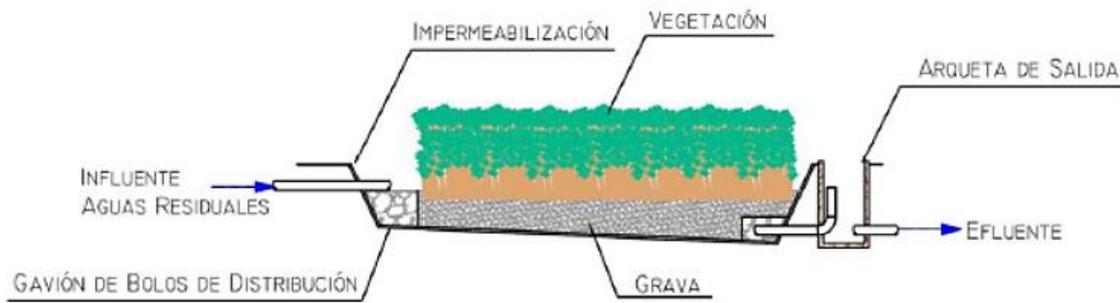


Figura 8. Corte longitudinal de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal (CEDEX, 2010).

Humedales subsuperficiales de flujo vertical

En los humedales de flujo vertical, las aguas circulan verticalmente a través de un sustrato filtrante de arena-gravilla-grava de unos 0.50 a 0.80 m de espesor, en el que se fija la vegetación. Al fondo del humedal, se encuentra una red de drenaje que permite la recogida de los efluentes depurados. A esta red se conectan un conjunto de conductos, que sobresalen de la capa de áridos con el objetivo de incrementar la oxigenación del sustrato filtrante por ventilación natural, a especie de chimenea (CEDEX, 2010).

La alimentación se efectúa de forma intermitente y tiene lugar a pulsos operando con cargas de 20 g DBO/m².d, de manera que el medio granular en los verticales no se encuentra permanentemente inundado (García Serrano & Corzo Hernández, 2008). Para conseguir esta alimentación intermitente del sistema se recurre al empleo de bombes (comandados por temporizadores o boyas de nivel) y, cuando la topografía lo permite (desniveles de al menos 1.5 m), al uso de sifones de descarga controlada (Figura 9). En la mayoría de los casos se dispone un sistema superficial de distribución de las aguas residuales, que abarca toda la superficie del lecho (CEDEX, 2010). La gran cantidad de agua contenida en una sola carga provoca una buena distribución del agua de entrada en la superficie (IWA, 2017).



Figura 9. Sifón de descarga controlada (CEDEX, 2010).

Los humedales artificiales de flujo vertical trabajan en condiciones aeróbicas por la transferencia de oxígeno existente, a pesar de trabajar con cargas superiores, lo que origina efluentes oxigenados y libres de olores. Los tiempos de retención hidráulicos son del orden de varias horas (CEDEX, 2010).

Por sus condiciones oxidantes en el lecho filtrante son extremadamente eficientes para eliminar carbono orgánico (DBO_5 y DQO). También son adecuados en procesos estrictamente aerobios como la nitrificación (IWA, 2017). Estos sistemas son usados en el tratamiento secundario, a veces combinados con horizontales (sistemas híbridos) para que sucedan de forma progresiva la nitrificación y la desnitrificación (García Serrano & Corzo Hernández, 2008). Además, pueden ser utilizados en el tratamiento terciario de aguas residuales domésticas.

Los verticales están compuestos por los siguientes elementos al igual que los horizontales (García Serrano & Corzo Hernández, 2008):

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

Se pueden colocar tuberías de aireación, las cuales suelen estar ubicadas a razón de una tubería por cada 4 m². Es importante contar con un sistema de distribución y recogida del agua uniforme en toda el área del sistema. La distribución de las redes de tuberías sobre la superficie puede ser de forma radial o a lo largo del lecho. En lugares con climas fríos, es recomendable colocar las tuberías de distribución enterradas en el lecho entre 0.05 y 0.1 m por debajo de la superficie (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

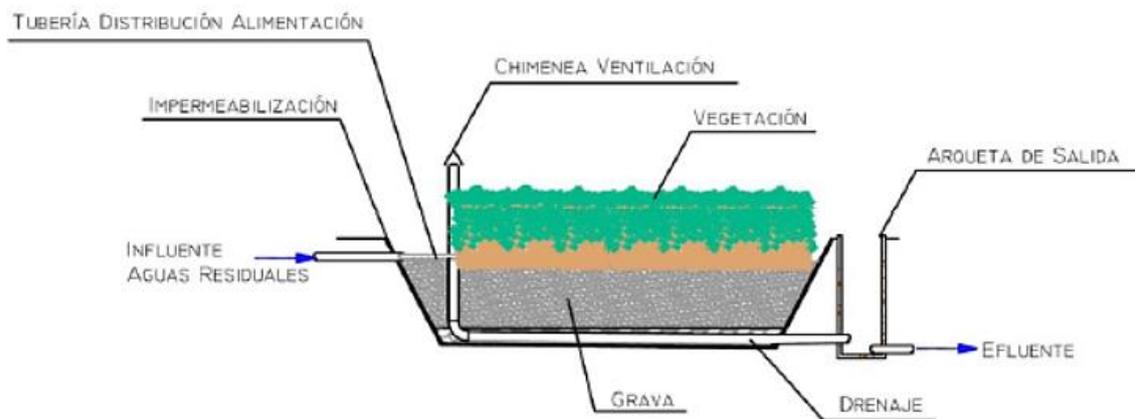


Figura 10. Corte longitudinal de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical (CEDEX, 2010).

Humedales subsuperficiales de flujo vertical “Sistema francés”

Estos humedales son una variante de los humedales subsuperficiales de flujo vertical, que se ha implementado con éxito según menciona la IWA (2017). Son eficientes al tratar lodos y aguas residuales en un solo paso.

Se componen de dos etapas:

- En la primera etapa, de tratamiento de lodos, es alimentada con aguas residuales que han pasado a través de una simple pantalla de 20 a 40 mm de malla. En esta etapa, se produce una eliminación parcial de la materia orgánica y el proceso de nitrificación también tiene lugar. Se suele dividir en tres filtros en paralelo.
- En la segunda etapa, se produce una eliminación de materia orgánica adicional y continúa la nitrificación. Se divide en dos filtros en paralelos como en la primera.

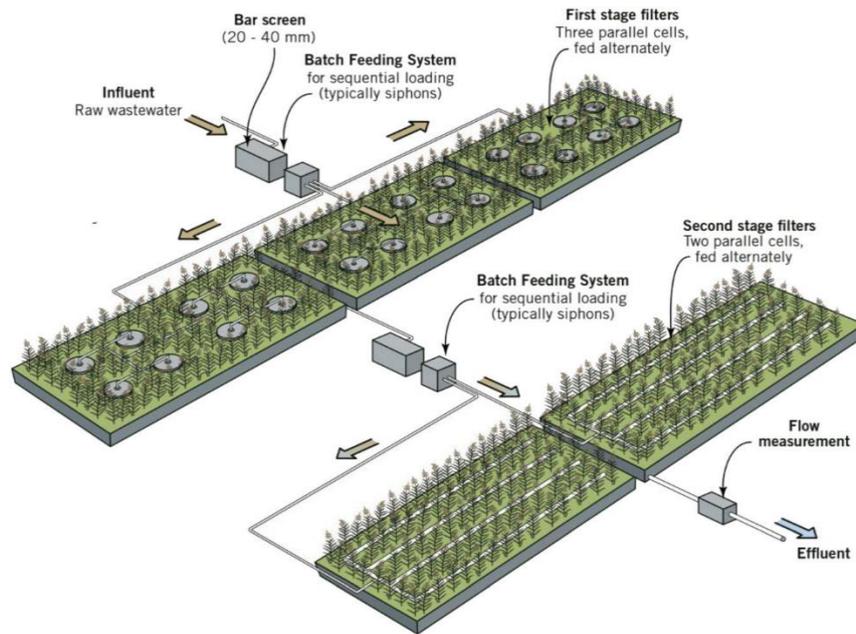


Figura 11. Esquema de un humedal clásico francés (IWA, 2017).

Los lodos generados en el sistema francés, desde la primera etapa, se recogen a una velocidad de aproximadamente dos a tres cm por año cuando el sistema es operado en la carga de diseño. La capa de depósito debe ser retirado una vez que alcanza una profundidad de aproximadamente 20 cm, lo que, en la práctica, generalmente es cada 10 a 15 años (IWA, 2017).

Un aspecto importante en estos sistemas es su simplicidad, al no necesitar de tratamientos primarios, ni ningún tratamiento biológico, y tampoco no hay unidades de tratamiento de lodos (al no haber otros elementos que produzcan ese lodo primario). La posición de la vegetación, carrizo (*Phragmites*), debe estar bien establecida, ya que a medida que se desarrolla la capa de depósito de materia orgánica, las plantas desempeñan un papel fundamental (IWA, 2017).

Su alimentación es de forma alternada, de modo que se alimenta un filtro mientras los otros descansan. De esta forma (IWA, 2017):

- Se controla el crecimiento de la biomasa adherida en la superficie de las distintas celdas de filtro.
- Se asegura la transferencia de oxígeno adecuada en el medio filtrante.

- Se estabiliza la capa de depósito en la parte superior de los lechos de filtrado en la fase de reposo.
- Se implementan fases que no dan lugar a estrés de la planta en reposo.

Los filtros de la primera etapa son generalmente alimentados durante 3,5 días y reposo durante 7 días. Los filtros de la segunda etapa son generalmente alimentados durante 3,5 días y descansan durante 3,5 días. El patrón de alimentación requiere que el operador del sistema debe visitar la planta de tratamiento dos veces por semana, para cambiar la alimentación, y asegurarse de que el sistema está funcionando correctamente. El número de visitas del operador podría reducirse con la instalación de un sistema de alimentación Controlador Lógico Programable (IWA, 2017).

La dosificación de los filtros es en lotes. El volumen de un lote debe tener entre 2 y 5 cm en el filtro en funcionamiento para asegurar una distribución adecuada de agua a través de la superficie del filtro, como se muestra en la figura:

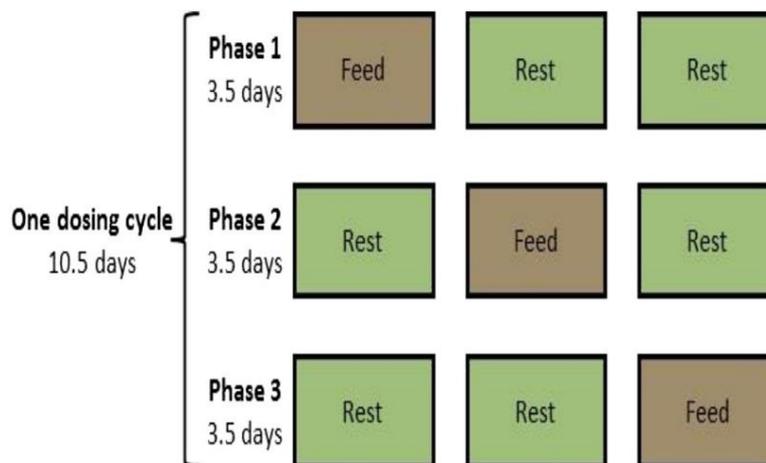


Figura 12. Esquema operativo de la primera etapa del sistema francés (CEDEX, 2010).

4. CASO DE ESTUDIO

4.1 Localización geográfica

La zona de estudio se encuentra ubicada en la parroquia Juncal del cantón Cañar, Provincia del Cañar al sur de Ecuador en la región sierra. Está limitada al norte con Tampanchi, al sur con el Rio San Antonio, al este con la parroquia Juncal y al oeste con Zhud.

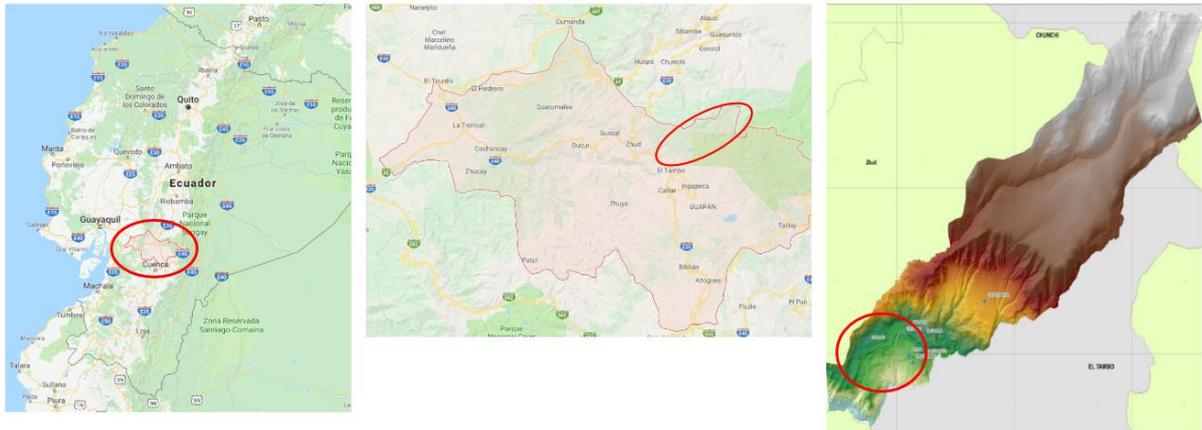


Figura 13. Ubicación geográfica de la provincia del Cañar, parroquia Juncal y Comunidad de Charcay (izquierda a derecha). Tomado de Google Maps 2018 y Argudo (2015).

La jurisdicción político-administrativa de la parroquia Juncal comprende de 8 Comunidades: Juncal Centro Parroquial, Warahuín, Tungulay, Charcay, Timpurpamba, Canshaguzo, San Antonio, Yaculoma y Parque Nacional Sangay.

La comuna de Charcay se encuentra en la sierra ecuatoriana a 110km de Cuenca (Provincia del Azuay) y a 190km de Riobamba (Provincia de Chimborazo).

4.2 Superficie de estudio

La delimitación del terreno de la parroquia Juncal según el GAD Parroquial de Juncal en el año 2015, la superficie actual y definitiva de la parroquia es de 6.815,23 hectáreas (Argudo Sarmiento, 2015).

Charcay tiene una extensión de 731.07 Ha según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Juncal, lo que corresponde al 34% del área total de la parroquia.

4.3 Características generales

4.3.1 Geología

La provincia de Cañar se encuentra en la Cordillera de los Andes septentrionales específicamente al sur del Ecuador, y de las cinco regiones morfo-estructurales, en donde se hallan las Cordilleras Occidental y Real.

El suelo de la comunidad de Charcay cuenta con una estratigrafía de depósitos recientes, colinas medianas y altas. Tiene, además, terrazas altas y quebradas que forman un terreno accidentado característico de la Cordillera de los Andes.

4.3.2 Relieve

Esta zona tiene un relieve montañoso alto, con cotas que se encuentran entre 2900 – 3100 msnm y pendientes mayores al 15% en partes planas y onduladas, junto a vertientes en donde se puede sembrar todo tipo de cultivos y además, con escalones de fuertes pendientes de hasta 70%, en la cual es probable que sea un área forestada para conservación de suelos, como se muestra en la Tabla 2. Charcay cuenta también con una depresión interandina de niveles escalonados (Argudo Sarmiento, 2015).

Tabla 2. Clasificación de pendientes (Argudo Sarmiento, 2015).

Rango (%)	Clasificación	Uso recomendado
< 5	Plano	Agricultura sin limitaciones, todo tipo de cultivos
5 – 12	Ondulado	Agricultura sin limitaciones, todo tipo de cultivos
12 - 25	Inclinado	Cultivos con obras de conservación, terrazas de formación lenta (hortalizas, papas, maíz, frutales)
25 – 50	Escarpado	Potreros naturales con sistemas silvopastorales y plantaciones forestales
50 – 70	Muy Escarpado	No se debe realizar ninguna actividad, bosques para conservación de suelos
> 70	Abrupto	No se debe realizar ninguna actividad, bosques para conservación de suelos

La altura disminuye en valles o quebradas por la irregularidad del sector, pero aumenta conforme está más cerca de la cordillera.

4.3.3 Riesgos naturales

El riesgo volcánico que atraviesa el área de estudio no es alto, según el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional del Ecuador (2019), pues no se vería afectado por flujos piroclásticos ni lahares, debido a su gran distancia con respecto a los volcanes que están activos (Volcán Tungurahua, Sangay y Chimborazo), pero si podría haber caída de ceniza.

La parroquia Juncal en general, no posee zonas que tengan peligro de inundaciones. En la época de invierno, presenta lloviznas intensas, las cuales pueden ser aprovechadas para ser recogidas en reservorios. Charcay tiene un riesgo de inundación bajo o nulo por encontrarse en zona alta donde la escorrentía aumenta durante episodios de tormenta (Argudo Sarmiento, 2015).

4.3.4 Deslizamiento de tierras

Según lo descrito en el “Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial de la parroquia Juncal” por Argudo (2015), Juncal tiene una extensión de 2,054.28 Ha, de lo cual el 20.41% corresponde a peligro a deslizamientos. En general, este peligro es alto, debido a que se encuentra ubicada sobre una cadena de montañas. Además, el suelo cuenta con presencia de arcillas y rocas, siendo algunas zonas susceptibles a este fenómeno, refiriéndose los pobladores a lugares con “falla geológica”.

Las causas principales de esto, es la influencia antrópica, seguido de deforestaciones, cultivos inadecuados, reservorios expuestos sin una impermeabilización adecuada, cortes pronunciados en laderas por un incorrecto diseño de vías, entre otras.

4.3.5 Hidrografía

La parroquia donde se encuentra ubicada la comunidad de Charcay, cuenta con dos microcuencas hidrográficas que corresponde a los ríos Capulí y San Antonio y a los caudales del Río Guallicanga, en conjunto con una serie de canales y quebradas, además con tres lagunas llamadas Rumicocha, Culebrillas y Santzahuin (Argudo Sarmiento, 2015).

Ecuatorial de Alta montaña: La elevación está por encima de los 3000 m.s.n.m., con temperaturas medias anuales de entre 4 y 8° C. Además, la humedad que presenta es alta, superior al 80%. Los registros de lluvias anuales fluctúan de 800 a 2000 mm, con lluvias de larga duración, pero de baja intensidad

En la parroquia existe un período de lluvias y uno seco; el lluvioso se presenta de febrero a mayo con presencia de neblinas y lloviznas a diario, ayudando a la producción agrícola. El período seco es entre los meses de junio a diciembre, pero con vientos más fuertes y periódicamente huracanados de julio a septiembre, además de la presencia de heladas que inciden negativamente a los cultivos (Argudo Sarmiento, 2015).

4.3.7 Socioeconomía

La economía de la comunidad se basa en la producción agrícola y ganadera a mediana escala, donde la mayor producción está en la comercialización de cantidades de maíz, frejol, habas, etc., además de quesos, quesillos y la venta de ganado como negocio.

La agricultura ha disminuido en áreas y un poco en cantidad de producción, para dar paso al aumento de suelo de la ganadería.

A nivel parroquial, se puede apreciar que el 69.82% de los habitantes se dedican a actividades de agricultura, ganadería, silvicultura y pesca, el 7.27% a la actividad de la construcción, un 4.24% al transporte y almacenamiento, al comercio al por mayor y menor el 3.88%, un 3.76% que se dedican a la enseñanza, a la industria manufacturera (lácteos) se dedican el 2.91% y el 8.12% restante a otras actividades (Argudo Sarmiento, 2015).

En la parroquia, con respecto a la industria manufacturera se procura la utilización de tecnologías que no contaminen los efluentes, pero de no ser posible, se exige un tratamiento previo al vertido y la reutilización de esas aguas, con el fin de no generar contaminación proveniente de vertidos.

Las actividades que predominan en la parroquia Juncal son las agrícolas, ganaderas, la construcción y el transporte debido a que, al ser una parroquia rural, cuenta con el área suficiente por sus grandes extensiones de terreno (Argudo Sarmiento, 2015).

4.3.8 Agua de riego

La parroquia tiene una red hidrográfica formada por las microcuencas de los ríos Capulí y San Antonio, los caudales del río Guallicanga y de varias quebradas y vertientes. Pero, no toda cuenta con una red que abastece a toda la población de agua para riego, esto se debe a la mala distribución del área y por la topografía, la cual impide la implementación de un sistema de riego eficaz.

Los pobladores en su mayoría han adoptado regar los sembríos por inundación, con el inconveniente de que el suelo deja de recibir esa fuente de agua, siendo afectado sufriendo la pérdida de sedimentos y nutrientes, lo que provoca su erosión, esto puede inducir a la pérdida de biodiversidad, menor retención de agua en el suelo y a un mayor volumen de arrastre de sedimentos en la escorrentía en episodios de precipitación.

Algunas familias de ciertas comunidades, entre estas Charcay, utilizan el método de riego por aspersión. Además, otros sectores de la parroquia se han dotado de reservorios de agua para abastecer el riego (Argudo Sarmiento, 2015).

Un grave problema son los vertidos directos de aguas servidas sin un sistema de tratamiento previo adecuado, lo que ocasiona la contaminación del agua afectando gravemente la calidad de este recurso.

4.3.9 Demografía

Según el censo realizado en el año 2010 por el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC) de Ecuador, en la Provincia de Cañar existen 225,184 habitantes, en el Cantón Cañar 59,323, en la parroquia Juncal 2,169 y en la comunidad de Charcay 734 habitantes (con una variación estacional poco significativa), siendo el 55% de la población son mujeres y el 45% son hombres. A continuación, se muestra una gráfica que compara el número de habitantes desde su provincia hasta la comunidad.

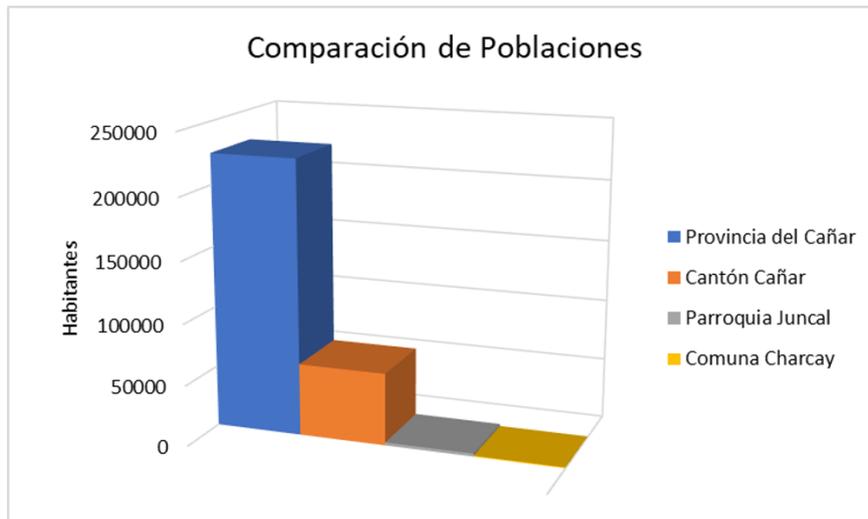


Figura 15. Comparación de Poblaciones según datos del INEC 2010.

En un estudio realizado, se pudo obtener la caracterización del tipo de vivienda en la comunidad, siendo mayores las viviendas unifamiliares y las multifamiliares, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3. Tipos de vivienda de la comunidad de Charcay

Tipo	Total predios	Porcentaje
Unifamiliar	165	96.46%
Multifamiliar	3	1.75%
Solo comercial	1	0.58%
Instituciones Públicas	2	1.17%
Casa Comunal	2	1.17%

4.3.10 División por grupo étnico

La parroquia Juncal, en donde se encuentra ubicada la comunidad de Charcay, tiene en su mayoría una población indígena con un porcentaje de 79.39%, un 19.36% pertenecen al grupo de personas mestizas y el 1.24% a otras etnias (montubio, blanco u otro) (Argudo Sarmiento, 2015).

4.3.11 Agua potable

La procedencia de agua potable de la parroquia Juncal es de diversas fuentes, las cuales se mencionan a continuación en la siguiente tabla, según el Plan de desarrollo y ordenamiento territorial.

Tabla 4. Procedencia del agua en la Parroquia Juncal

Procedencia del agua	Porcentaje
De red pública	47.80%
De pozo	5.57%
De río, vertiente, acequia o canal	43.41%
Otro (agua lluvia/ albarrada)	3.21%

La parroquia cuenta con un 90.50% de cobertura a las comunidades y el porcentaje que resta, es decir el 9.50%, tiene varios inconvenientes para contar con este servicio.

4.3.12 Alcantarillado sanitario

Con respecto al tipo de servicio de alcantarillado sanitario, este puede estar conectado desde diferentes fuentes o simplemente en algunos sectores no poseer. En la tabla siguiente se muestra el porcentaje en la parroquia, según el Plan de desarrollo y ordenamiento territorial.

Tabla 5. Tipo de servicio de alcantarillado en la Parroquia Juncal.

Tipo de Servicio	Porcentaje
Conectado a red pública de alcantarillado	51.01%
Conectado a pozo séptico	17.40%
Conectado a pozo ciego	4.90%
Con descarga directa al mar, río, lago o quebrada	1.01%
Letrina	1.35%
No cuenta con servicio	24.32%

4.4 Población de diseño

4.4.1 Población actual

Según las cifras del último censo de Población y Vivienda del 2010 realizado en Ecuador por el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC), en la comunidad de Charcay existen 734 habitantes.

4.4.2 Índice de crecimiento

El Instituto de Estadísticas y Censos (INEC) del Ecuador, según el censo del 2010, solo presenta información de población y tasas de crecimiento a nivel de cantón o parroquia, por tanto, el crecimiento poblacional se puede asumir de 1.0% según la Norma del Código Ecuatoriano de la construcción CPE INEN 5 donde menciona que, si no hay datos de tasa, se podría asumir el valor que se establece para la zona de la sierra.

4.4.3 Proyección de la población

El diseño de la población debe realizarse para un período de entre 20 a 30 años, según menciona la Norma CPE INEN 5 Parte 9, escogiéndose un valor de 25 años. Este lapso de tiempo corresponde a que la obra cumpla con la función específica sin necesidad de alguna ampliación, dando un buen servicio a la comunidad.

Además, según se indica en la norma INEN del Código Ecuatoriano de la construcción antes mencionada, la proyección de la población se realizará mediante el método geométrico, que permite calcular los habitantes al final del período de diseño mediante la siguiente fórmula:

$$P = P_1 \cdot \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n \quad (1)$$

Dónde:

P = Población futura

P₁ = Población actual

r = Índice de crecimiento poblacional

n = Número de años

Por tanto, la población al final de los 25 años será:

$$P = 734 \cdot \left(1 + \frac{1}{100}\right)^{25}$$

$$P = 941 \text{ habitantes}$$

De esta forma se muestra el crecimiento poblacional que tendrá para el período de diseño (25 años) con una población de 941 habitantes.

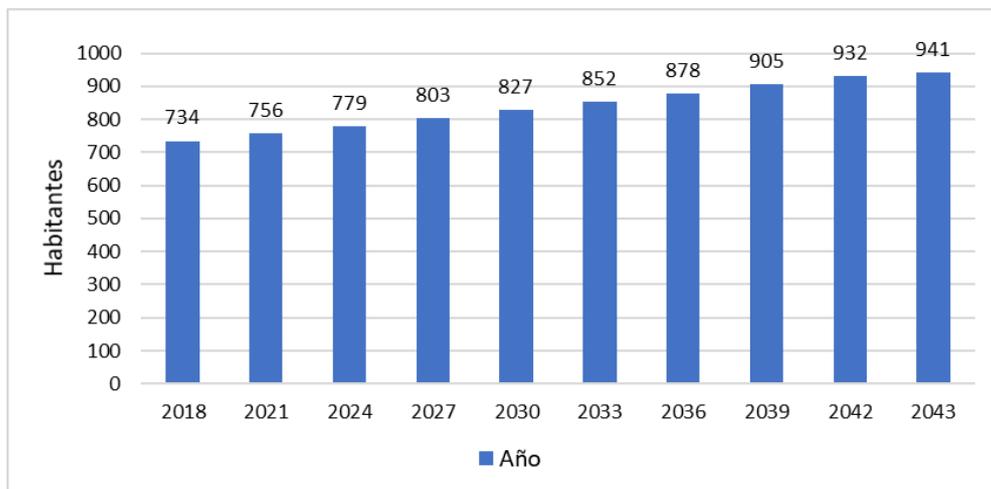


Figura 16. Crecimiento poblacional para el período de diseño.

4.5 Parámetros de diseño

4.5.1 Dotación

De acuerdo con la Norma del Código ecuatoriano de la construcción CPE INEN 5, se establecen las dotaciones según el nivel de servicio de agua potable. Donde el nivel de servicio para el caso de la comunidad de Charcay es "IIb", según la Tabla 6 y eligiendo clima frío se define que la dotación es de 75 l/hab.d, según la Tabla 7.

Tabla 6. Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua. Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN 5 Parte 9.2.

Nivel	Sistema	Descripción
0	AP	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidad económicas del usuario.
	DE	
Ia	AP	Grifos públicos
	DE	Letrinas sin arrastre de agua
Ib	AP	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño.
	DE	Letrinas con o sin arrastre de agua
IIa	AP	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa.
	DE	Letrinas con o sin arrastre de agua
IIb	AP	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa.
	DRL	Sistema al alcantarillado sanitario.

Simbología utilizada:
 AP: agua potable
 DE: disposiciones de excretas
 DRL: disposición de residuos líquidos

Tabla 7. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio. Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN 5 Parte 9.2.

Nivel de servicio	Clima frío (l/hab.día)	Clima cálido (l/hab.día)
Ia	25	30
Ib	50	65
IIa	60	85
IIb	75	100

Por otro lado, según un estudio que se realizó en la comunidad, en donde se tomaron lecturas de los medidores de consumo real, se obtuvo que el promedio mensual de los predios que tiene conexión a la red pública es de 10.82 m³/mes y contando que en promedio por predio existen 4 personas, se estimó la dotación a partir de ese consumo, siendo de 90 l/hab.día.

Al comparar estos dos valores, se toma como dotación final de diseño el valor de 90 l/hab.día. Ésta será usada para los cálculos que se deberán realizar para el diseño de los humedales artificiales.

4.5.2 Factor de retorno

El porcentaje del factor de retorno depende de varios factores como la localización y tipo de residencia (con jardines), uso del suelo, tipo de regulaciones, condiciones de pavimentos de las vías, tipo de clima, hábitos y valores de la población, entre otros.

Cuando no se dispone de esa información sobre este factor, es recomendable usar valores entre 0.80 a 0.85, según la Norma que establece OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR de "Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado".

Para el diseño del presente trabajo se tomó el valor de 85% como factor de retorno para aguas residuales.

4.5.3 Caudal de aguas residuales

El cálculo de caudales se realiza a partir de los que se describen en la "Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial" por García y Corzo (2008).

Caudal medio diario

$$Q_{med,d} = \frac{\beta \times D \times P}{1000} \quad (2)$$

Donde,

$Q_{med,diario}$: Caudal medio diario de agua residual (m^3/d)

β : Coeficiente de retorno del agua residual

D: Dotación (l/hab.d)

P: Población (hab)

$$Q_{med,d} = \frac{0.85 \times 90 \times 941}{1000}$$

$$Q_{med,d} = 72.01 \text{ m}^3/d$$

Caudal medio horario

Es el caudal medio diario dividido entre las 24 horas del día.

$$Q_{med,h} = \frac{Q_{med,d}}{24} \quad (3)$$

$$Q_{med,h} = \frac{72.01}{24}$$

$$Q_{med,h} = 3.00 \text{ m}^3/h$$

Caudal medio por segundo

Es el caudal medio diario dividido para los 86400 segundos del día.

$$Q_{med,s} = \frac{Q_{med,d}}{86400} \quad (4)$$

$$Q_{med,s} = \frac{72.01}{86400}$$

$$Q_{med,s} = 0.0008 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 1000 \frac{\text{l}}{\text{m}^3} = 0.83 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Caudal punta diario

Este es el producto del caudal medio diario por el coeficiente punta. Para el coeficiente punta se recomiendan los siguientes valores para municipios pequeños:

Tabla 8. 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 punta mensual	1.0 - 1.5	1.2

Se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Q_{punta,d} = Q_{med,d} \times 1.7 \quad (5)$$

$$Q_{punta,d} = 72.01 \times 1.7$$

$$Q_{punta,d} = 122.42 \text{ m}^3/d$$

Caudal punta horario

Se lo determina mediante el coeficiente punta horario (C_{ph}), pudiéndose obtenerlo mediante la expresión de Mara (1988) según García y Corzo (2008).

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

Donde,

p: Población en miles de habitantes

$$C_{ph} = \frac{5}{0.941^{1/6}}$$

$$C_{ph} = 5.051$$

Entonces, la expresión para calcular el caudal punta horario es la siguiente:

$$Q_{punta,h} = Q_{med,h} \times C_{ph} \quad (7)$$

$$Q_{punta,h} = 3.00 \times 5.051$$

$$Q_{punta,h} = 15.15 \text{ m}^3/h$$

Caudal mínimo diario

Se utilizará un 30% del caudal medio diario para el cálculo de este caudal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

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

$$Q_{min,d} = 72.01 \times 0.3$$

$$Q_{min,d} = 21.60 \text{ m}^3/d$$

4.5.4 Caracterización del agua residual

Dado que no se dispone de datos para caracterizar el agua residual que se vierte al cuerpo de agua dulce, se propone utilizar valores de emisión másica unitaria sugeridos por García y Corzo (2008).

Tabla 9. Valores de velocidades de emisión másica unitaria (VEMU) en pequeños municipios (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Parámetro	VEMU (g/hab.día)
MES	30
DBO ₅	40
DQO	85
Nitrógeno Total	7.5
Fósforo Total	1.7

MES es material en suspensión, que es interpretado como sólidos en suspensión (SS).

Conociendo la dotación de la población, se puede calcular los parámetros del agua residual, mediante 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:

$$MES = \frac{30 \times 1000}{0.85 \times 90} = 392.16 \text{ mg/l}$$

$$DBO_5 = \frac{40 \times 1000}{0.85 \times 90} = 522.88 \text{ mg/l}$$

$$DQO = \frac{85 \times 1000}{0.85 \times 90} = 1111.11 \text{ mg/l}$$

$$N_T = \frac{7.5 \times 1000}{0.85 \times 90} = 98.04 \text{ mg/l}$$

$$P_T = \frac{1.7 \times 1000}{0.85 \times 90} = 22.22 \text{ mg/l}$$

A continuación, se muestra en la Tabla 10 las concentraciones del influente calculadas previamente, junto con los límites legales de vertido en España según la Directiva 91/271/CEE “Sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas” y en Ecuador según el “TULAS” (Texto Unificado de Legislación Secundaria de Medio Ambiente) del libro VI en el ANEXO I.

Para el diseño se usarán los límites de vertido que están vigentes en Ecuador, pero en previsión a que la normativa se endurezca con respecto a la variable de DBO₅ y se asemeje a lo que marca la Directiva Europea análoga, se decide cumplir para DBO₅ = 25 mg/l, protegiendo a su vez más al medio ambiente.

Además, la restricción de este parámetro de DBO₅, se considera oportuno utilizar para evitar la colmatación a corto plazo del material para remoción de fósforo propuesto en las alternativas de diseño (celda de material adsorbente) y puedan funcionar correctamente.

Los criterios de diseño del humedal vertical y el francés son para cumplir DBO = 25 mg/l, y no hay información internacionalmente consensuada para otros límites de vertido. Debido a que los resultados y ejemplos mostrados del diseño de estos sistemas de humedales, son europeos principalmente.

Tabla 10. Valores de concentración de contaminantes del influente y los límites permisibles legales en España y Ecuador.

Parámetro	Concentración del influente (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)	Límite legal Ecuador TULSMA, libro VI, ANEXO I, Tabla 9 (mg/l)
DQO	1111.11	125	200
DBO ₅	522.88	25	100
SST	392.16	35	130
N _T	98.04	15	50
P _T	22.22	2	10

5. ALTERNATIVAS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE DEPURACIÓN

Se plantean tres alternativas de diseño para tratar las aguas residuales de la comunidad de Charcay, estas serán mediante sistemas de humedales subsuperficiales, los cuales se han elegido por su bajo costo energético y de mantenimiento, por las grandes áreas de terreno disponible en el sector para su construcción y, además, porque su superficie no estará expuesta a la atmósfera, evitando así riesgos de proliferación de insectos en la población.

Todas las alternativas tendrán el mismo pretratamiento, el cual se describe a continuación. Este estará conformado por un canal de aliviadero, desbaste mediante rejas gruesas y finas para atrapar sólidos de gran tamaño que puedan obstruir elementos posteriores y un desarenador para retener partículas como arenas y gravas.

5.1 Pretratamiento

5.1.1 Aliviadero

Construido para evitar posibles inundaciones dentro del canal y aliviar el exceso de caudal que entraría a la depuradora del agua residual y aguas lluvias que llegan mezclados, en episodios de precipitaciones. Su dimensionamiento es en base a la concentración de los contaminantes, los cuales deben estar tan diluidos como si estuviera tratada el agua.

Para conocer el caudal de aguas lluvias de escurrimiento superficial directo que llegará a la planta de tratamiento y al ser el área de aportación de 73 Ha, se utilizará el método racional aplicado para áreas con superficies menores a 5 km² según la normativa del INEN 5 Parte 9 (1992).

La expresión para este método es:

$$Q = C \times I \times A \quad (10)$$

Donde,

Q : Caudal de escurrimiento, m³/s

C : Coeficiente de escurrimiento, adimensional

I : Intensidad de lluvia, m/s

A: Área de aportación, m²

El coeficiente de escurrimiento se lo determina con respecto al tipo de zona (Tabla 11). Al ser la zona de estudio del proyecto una zona de baja densidad poblacional, se adopta el valor de 0.40.

Tabla 11. Valores de coeficiente de escurrimiento

Tipo de Zona	Valores de C
Zonas centrales densamente construidas, con vías y calzadas pavimentadas	0.7 - 0.9
Zonas adyacentes al centro de menor densidad poblacional con calles pavimentadas	0.7
Zonas residenciales medianamente pobladas	0.55 - 0.65
Zonas residenciales con baja densidad	0.35 - 0.55
Parques, campos de deportes	0.1 - 0.2

La intensidad de lluvia es estimada con el valor de precipitación media anual del sector de estudio de 2000 mm. Siendo entonces:

$$Q = 0.019 \text{ m}^3/\text{s}$$

García y Corzo (2008) consideran un valor de caudal de lluvia máximo de 0.1 m³/s, asumido para poblaciones pequeñas. Al ser un valor mayor al calculado por escorrentía superficial directa y para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura, se tomará como caudal de lluvia el mencionado en bibliografía.

El caudal que el aliviadero debe evacuar es:

$$Q_V = Q_{lluv} - 6.5 Q_{med,d} \quad (11)$$

Donde,

Q_V: Caudal del vertido que debe evacuar el aliviadero, m³/s

Q_{lluv}: Caudal de lluvia y agua residual que llega a la instalación, m³/s

Q_{med,d}: Caudal medio diario, m³/s

La bibliografía presenta una serie de valores recomendados para este coeficiente, siendo entre sí muy variados. Según Ranchet J. y Ruperd Y. (1983), esta cifra varía entre 3 y 6; Paz Maroto J. y Paz Casañé J. M^a. (1968) dan un valor fijo de 5; por su parte Camp (1959) indica que estos valores podrían estar de 2 a 5, las normas alemanas según Pecher R. (1992) definen un valor de 7 y García y Corzo (2008) mencionan un valor de 10.

Para el diseño se establece un valor de 6.5 para el coeficiente de dilución, obteniéndose de forma que, si la concentración de cada parámetro del agua residual se diluyera esta cantidad, el agua estuviera tratada. Se compone de una parte de agua residual y 5.5 partes de agua lluvia.

El caudal en exceso que se irá por el aliviadero lateral será el que supere 6.5 veces el caudal medio diario, siendo este el caudal máximo instantáneo.

$$Q_{máx,i} = \frac{Q_{med,d} \times 6.5}{86400} \quad (12)$$

$$Q_{máx,i} = \frac{72.01 \times 6.5}{86400}$$

$$Q_{máx,i} = 0.0054 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se calcula el caudal de vertido mediante la expresión 11:

$$Q_V = 0.1 - 6.5 \times 0.0008$$

$$Q_V = 0.0946 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 94.6 \text{ l/s}$$

La longitud del vertedero se la obtiene mediante la fórmula simplificada de Francis (García Serrano & Corzo Hernández, 2008), para esto se debe determinar la altura de la lámina de agua.

$$Q = 1.83 \times (1 - (0.2 \times H)) \times (H)^{1.5} \quad (13)$$

Q: Caudal por metro lineal, m³/s

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

Para calcular el caudal por metro lineal del vertedero se establece un ancho de canal de 0.30 m y se debe conocer el valor de la altura de agua cuando llueve y la altura de agua sin precipitaciones. Para esto se define una velocidad de agua de 0.9 m/s (García Serrano & Corzo Hernández, 2008), que se establece por ser la mínima velocidad en el alcantarillado pluvial para caudal máximo instantáneo en cualquier época del año según lo establece la norma INEN 5, Parte 9-1:1992 del Código de Práctica Ecuatoriano, además señala ser la velocidad mínima a utilizarse en sistemas combinados.

La altura de agua se la calcula de la siguiente forma, para el caudal de lluvia y para el caudal máximo instantáneo:

$$P_{(m)} = \frac{Q_{m\acute{a}x,i}}{vel \times ancho} \quad (14)$$

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

Vel: velocidad del agua para caudal de lluvia más alto y caudal máximo instantáneo, m/s

Ancho: ancho del canal, m

A partir del caudal máximo instantáneo el agua del aliviadero va a rebosar, calculándose el valor de la siguiente forma:

$$P_{(m)} = \frac{0.0054}{0.9 \times 0.3}$$

$$P_{(m)} = 0.02 \text{ m}$$

$$P_{(l)} = \frac{Q_{llov}}{vel \times ancho} \quad (15)$$

Q_{llov} : Caudal de Lluvia, m³/s

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

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

La diferencia de las dos alturas calculadas dará el valor de H, que es la altura necesaria para evacuar el caudal de vertido.

$$H = P_{(U)} - P_{(m)} \quad (16)$$

$$H = 0.37 - 0.02 = 0.35 \text{ m}$$

Entonces el caudal por metro lineal del vertedero es el siguiente, usando la ecuación 12:

$$Q = 1.83 x (1 - (0.2 x 0.35))x (0.35)^{1.5}$$

$$Q = 0.35 \frac{m^3}{s \cdot m}$$

La longitud del vertedero se obtiene al dividir el caudal de vertido entre el caudal por metro lineal del vertedero.

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

Donde,

L : Longitud del vertedero, m

Q_v : Caudal del vertido que debe evacuar el aliviadero, m^3/s

Q : Caudal por metro lineal, m^3/s

$$L = \frac{0.0946}{0.35} = 0.27 \text{ m}$$

Se considera una longitud de vertedero de 0.30 m, para mayor seguridad.

En el canal, por donde va a circular el agua excedente que ingresa al sistema de depuración, debe haber una reja con una separación entre barrotes de 100mm y ser de limpieza manual (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

5.1.2 Canal de desbaste

Este canal tendrá rejas gruesas para separar sólidos de gran tamaño y rejas finas para afinar un poco más el tratamiento y evitar que lleguen partículas de menor tamaño a elementos posteriores. Al final del canal, se tiene un proceso de desarenado donde se van a separar sólidos de granulometría superiores a 200 μm , evitando de esta forma que se sedimenten dentro del canal y en las conducciones (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

En la tabla que se muestra a continuación, se encuentran los valores recomendados para el diseño de las rejillas en el canal de desbaste según García y Corzo (2008).

Tabla 12. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejillas (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 barrotes (mm)	50 – 100	10 – 25
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30 - 45	
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3 – 0.6	
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

La velocidad de aproximación se refiere a la velocidad del agua en donde se encuentra la rejilla.

Reja de gruesos

Los valores considerados son los siguientes:

- Ancho barrotes : 15 mm
- Luz entre barrotes : 50 mm
- Colmatación : 30 %
- Inclinación : 45 grados para facilitar la limpieza manual

El ancho del canal será el mismo del aliviadero de 0.30 m.

El número de barrotes será el número de espacios menos uno y es calculado con respecto a la siguiente fórmula de ancho del canal:

$$A_C = n_e \times l_b + n_b \times A_b \quad (18)$$

Donde,

A_C : Ancho del canal, m

n_e : Número de espacios

l_b : Luz entre barrotes, m

n_b : Número de barrotes

A_b : Ancho de barrotes, m

Simplificando la ecuación y despejando el número de espacios tomando en cuenta la consideración mencionada, se tiene:

$$n_e = \frac{A_c + A_b}{l_b + A_b} \quad (19)$$

$$n_e = \frac{0.30 + 0.015}{0.05 + 0.015} = 5$$

Entonces el número de barrotes es igual a 4.

Con estos datos se puede calcular el ancho útil de paso:

$$W_u = (A_c - n_b \times A_b) \times \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (20)$$

Donde,

W_u : Ancho útil de paso, m

G: Grado de colmatación, %

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

$$W_u = 0.17 \text{ m}$$

Considerando una velocidad de aproximación de 0.30 m/s y un caudal de paso que será el caudal máximo horario, se determina el calado necesario para un grado de colmatación de 30%, que será la altura de agua en esta sección del canal:

$$h = \frac{Q}{v} \times \frac{1}{W_u} \quad (21)$$

Donde,

h : Calado, m

Q: Caudal de paso, m³/s

v : Velocidad de aproximación, m/s

$$h = \frac{0.0028}{0.3} \times \frac{1}{0.17}$$

$$h = 0.06 \text{ m}$$

Al ser un canal de sección rectangular debe contar con un resguardo de entre 0.30 a 0.50 m (García Serrano & Corzo Hernández, 2008), se determina un resguardo de 0.30 m. Siendo entonces la altura total de 0.40 m.

Para determinar la longitud del canal, se fija un tiempo de retención hidráulico, el cual debe ser entre 5 a 15 segundos (García Serrano & Corzo Hernández, 2008), tomando para el diseño un tiempo de 5 segundos. La fórmula para calcularla es la siguiente:

$$L = T_H \times v \quad (22)$$

$$L = 5 \times 0.30 = 1.5 \text{ m}$$

Reja de finos

Se considera el valor de ancho útil establecido previamente de 0.18 m, el mismo grado de colmatación de 30% y conservando el ancho de canal de 0.30 m, además estableciendo:

Ancho barrotes : 5 mm

Luz entre barrotes : 15 mm

Se calcula el número de espacios con el mismo procedimiento ya descrito en rejas gruesas utilizando la ecuación 18.

$$n_e = \frac{0.30 + 0.005}{0.015 + 0.005} = 15$$

Por ende, el número de barrotes de rejas finas es de 14. En la Figura 17, se muestra la configuración de rejas finas y gruesas calculada.

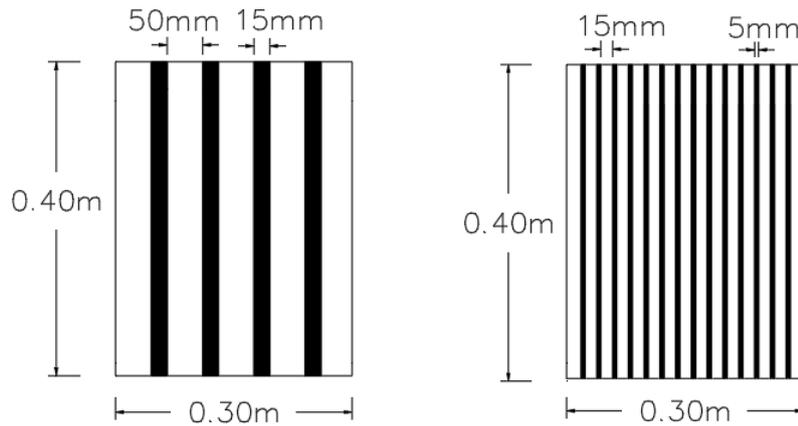


Figura 17. Dimensionamiento de rejas gruesas (izquierda) y rejas finas (derecha).

Volumen de residuos

La cantidad de sólidos retenidos en las rejas se lo obtiene según lo indica la Norma del Código de Práctica Ecuatoriano INEN 5 Parte 9, de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla 13. Material de Sólidos recogidos por rejas según su abertura (INEN, 1992)

Abertura (mm)	Cantidad (l/m ³)
15	0.053
20	0.038
25	0.023
35	0.012
40	0.009
45	0.006
50	0.003

La cantidad de material recogido por rejas gruesas es de 0.003 l/m³ y por rejas finas es 0.053 l/m³. Los sólidos producidos por día en el desbaste, se los obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Sólidos producidos} = \text{Cantidad de residuos} \times Q_{med,d} \quad (23)$$

Donde,

Sólidos producidos, l/d

Cantidad de residuos, l/m³

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

Rejas gruesas

$$\text{Sólidos producidos} = 0.003 \times 72.01$$

$$\text{Sólidos producidos} = 0.22 \text{ l/d}$$

Rejas finas

$$\text{Sólidos producidos} = 0.053 \times 72.01$$

$$\text{Sólidos producidos} = 3.82 \text{ l/d}$$

Desarenador

Los valores necesarios para el dimensionamiento del desarenador se encuentran en la Tabla 14, escogiendo para flujo horizontal.

Tabla 14. Valores recomendados de parámetros necesario para el dimensionamiento del desarenador (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Parámetro	Valor	
	Intervalo	Valor Típico
<i>Flujo horizontal (canales desbaste)</i>		
Carga hidráulica	< 70 m ³ /m ² .hora (a Q _{máx})	
Velocidad horizontal del agua	0.2 - 0.4 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
<i>Aireados de flujo helicoidal</i>		
Carga hidráulica	< 70 m ³ /m ² .hora (a Q _{máx})	
Velocidad horizontal	< 0.15 m/s	
Tiempo de retención a caudal punta	2 - 5 min	3
Relación longitud anchura	3:1 a 5:1	4:1
Profundidad	2 - 5 m	
Relación anchura-profundidad	1:1 a 5:1	1.5:1.0
Longitud	7.5 a 20 m	
Anchura	2.5 a 7 m	
Suministro de aire	0.20 - 0.60 m ³ /min	0.5

Tomando una velocidad horizontal de agua de 0.30 m/s, donde permitan que las arenas se sedimenten, y el caudal máximo diario, se calcula la sección transversal mediante la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q}{V_H} \quad (24)$$

Donde,

A: Sección transversal, m²

Q: Caudal máximo, m³/s

V_H: Velocidad horizontal del agua, m/s

$$A = \frac{244.83}{\frac{24 \times 3600}{0.30}}$$

$$A = 0.009 \text{ m}^2$$

Se considera previamente el mismo ancho del canal y estableciendo una relación largo – ancho según la Tabla 14 como valor típico de 2, se calcula la longitud del canal de desarenado:

$$L = W \times \text{relación largo} - \text{ancho} \quad (25)$$

Donde,

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

W: ancho del canal, m

$$L = 0.30 \times 2$$

$$L = 0.60 \text{ m}$$

Conociendo la longitud, se determina el calado que este debe tener, siendo su altura de agua con la siguiente expresión:

$$h = \frac{A}{W} \quad (26)$$

Donde,

h : calado de la zona de desarenado, m.

A : Sección transversal, m^2

W : ancho del canal, m

$$h = \frac{0.009}{0.30}$$

$$h = 0.03 \text{ m}$$

La zona de desarenado tiene un calado menor que el calculado en de desbaste de rejás, por tanto, se tomará como valor final el mayor, siendo este de 0.40 m. Asimismo, al ser una altura de agua menor la del canal del desarenador, se conserva el mismo ancho del canal, ya que no es necesario aumentarlo.

Teniendo las dimensiones del canal, es importante verificar la carga hidráulica superficial mediante la ecuación:

$$C_s = \frac{Q}{L \times W} \quad (27)$$

Donde,

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

Q : Caudal máximo, m^3/h

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

W : ancho del canal, m

$$C_s = \frac{\frac{244.83}{24}}{0.60 \times 0.30}$$

$$C_s = 56.67 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$$

Como la carga superficial es menor que $70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ a caudal máximo según la Tabla 14, el dimensionamiento del canal es correcto.

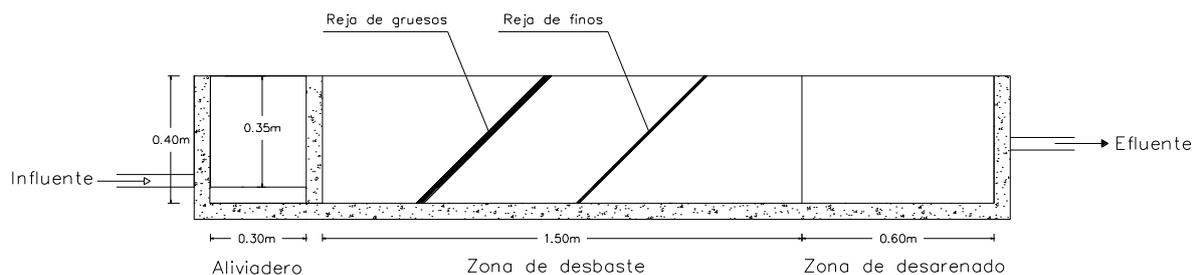


Figura 18. Vista lateral del aliviadero y canal de desbaste perteneciente al pretratamiento.

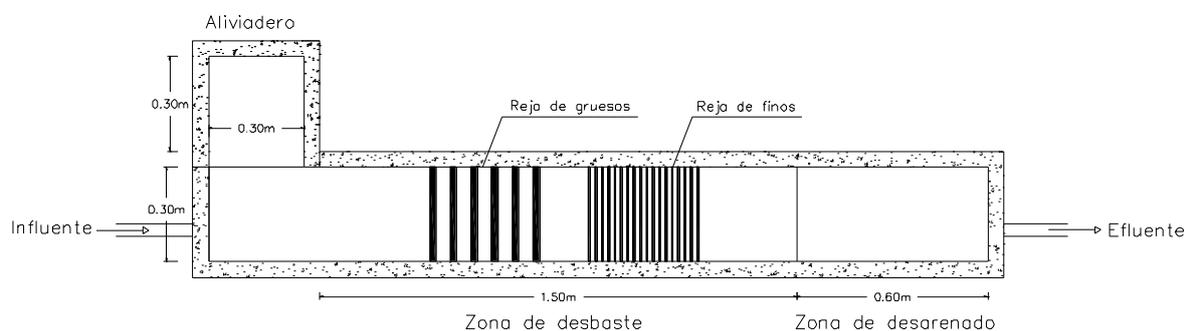


Figura 19. Vista en planta del aliviadero y canal de desbaste del pretratamiento.

5.2 Alternativa 1

La alternativa 1 está formada por tres etapas: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario.

El pretratamiento se ha descrito previamente en el apartado 5.1 del presente estudio. En el tratamiento primario se implementa el diseño del tanque Imhoff, el cual es diseñado para que sedimenten sólidos en suspensión y se elimine, además, un porcentaje de materia orgánica en esta etapa, evitando a posterior la colmatación del humedal. Los lodos generados serán tratados mediante deshidratación de fangos por el mecanismo de eras de secado, elegido por ser un método económico y usado en plantas de tratamiento para poblaciones pequeñas. Y, por último, el tratamiento secundario se basa en un humedal subsuperficial de flujo horizontal.

5.2.1 Tratamiento primario

5.2.1.1 Tanques Imhoff

Dentro del estudio se plantea dos tanques rectangulares, con las mismas consideraciones de dimensionamiento, cada uno con dos puntos de recogida de fangos. Para el diseño se utiliza la mitad de la población, así se reducirá su altura total disminuyendo el coste de implantación.

Los valores recomendados para su dimensionamiento se muestran a continuación:

Tabla 15. Valores recomendados para el cálculo de las dimensiones del tanque Imhoff (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Parámetro	Unidades	Rango	Valor usual
<i>Zona de decantación</i>			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m ³ /m ² .d	24 - 40	32
Tiempo de retención a Qmed	h	2 - 4	3
Tiempo de retención a Qpunta 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 - 0.30	0.25
Pestaña inferior	m	0.15 - 0.30	0.25
Deflector debajo de la superficie	m	0.25 - 0.40	0.30
Deflector encima de la superficie	m	0.30	0.30
Resguardo	m	0.45 - 0.60	0.60
<i>Zona de escape de gases</i>			
Área (% de la superficie total)	%	15 - 30	20
Anchura (a)	m	0.45 - 0.75	60
<i>Zona de digestión</i>			
Tiempo de digestión	años	0.50 - 1.50	1.00
Tasa de emisión unitaria de lodos	L/hab.año	100 - 200	140
Tubería de extracción de lodos	m	0.20 - 0.30	0.25
Distancia libre hasta el nivel del lodo	m	0.30 - 0.90	0.60
Profundidad total del agua en el tanque (desde la superficie hasta el fondo)	m	7 - 9	9

Para el diseño del tanque, se toman las zonas de decantación y de digestión por separado.

Zona de decantación

La superficie de la zona de decantación se la estima escogiendo un valor de carga hidráulica superficial punta diaria, que para este diseño será de $24 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$, mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_{punta,d}}{L_{Hpunta,d}} \quad (28)$$

Donde,

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

$Q_{punta,d}$: Caudal punta diario, m^3/h

$L_{Hpunta,d}$: Carga hidráulica superficial punta diaria, $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$

$$S = \frac{61.21}{24.00} = 2.55 \text{ m}^2$$

Con el valor de la superficie, se pueden calcular las dimensiones del tanque escogiendo una relación longitud/ancho según la Tabla 15, tomándose el valor de 2/1, obteniendo una longitud de 2.26 m y un ancho de 1.13 m.

Se debe sobredimensionar el tanque para cumplir con la velocidad horizontal y el tiempo de retención, además para obtener una menor profundidad de éste. Los valores finales de las dimensiones son los siguientes:

Longitud: 4.00 m

Ancho: 1.90 m

La zona de decantación del tanque Imhoff tiene la configuración que se muestra en la Figura 20, donde la profundidad está en función de la geometría de un prisma con base triangular.

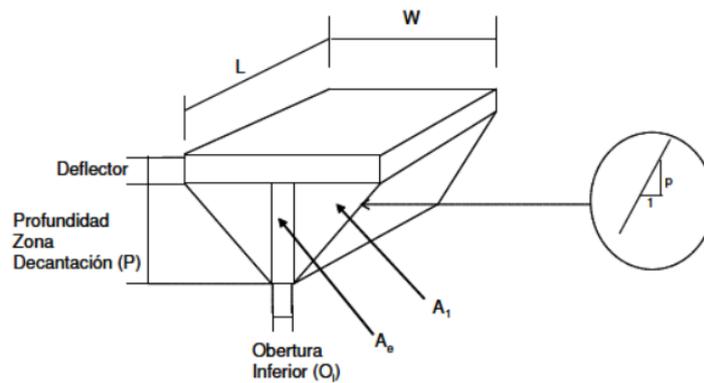


Figura 20. Esquema de la zona de decantación del tanque Imhoff (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Para calcular su profundidad mediante la ecuación 28, se define la pendiente de las paredes con el valor de 1.50:1 y la obertura inferior de 0.30 m.

$$P = \left[\frac{(W - O_i)}{2} \right] \times p \quad (29)$$

Donde,

P : Profundidad de la zona de decantación, m

W : Ancho de decantación, m

O_i : longitud de la obertura inferior, m

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

$$P = \left[\frac{(1.90 - 0.30)}{2} \right] \times 1.50$$

$$P = 1.20 \text{ m}$$

Además, con estos valores se puede obtener las áreas A_1 y A_e y la superficie total del triángulo.

$$A_1 = \left[\frac{(W - O_i)}{2} \right] \times \frac{P}{2} \quad (30)$$

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

$$A_1 = \left[\frac{(1.90 - 0.30)}{2} \right] \times \frac{1.20}{2}$$
$$A_1 = 0.48 \text{ m}^2$$

$$A_e = O_i \times P \quad (31)$$

Donde,

A_e : Superficie del rectángulo, m²

O_i : longitud de la abertura inferior, m

P : Profundidad de la zona de decantación, m

$$A_e = 0.30 \times 1.20$$

$$A_e = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_t = 2 \times A_1 + A_e \quad (32)$$

Donde,

A_t : Superficie total de la base triangular, m

$$A_t = 2 \times 0.48 + 0.36$$

$$A_t = 1.32 \text{ m}^2$$

El volumen se calcula haciendo referencia al de un prisma, con la expresión que se muestra a continuación, en donde la altura de la zona sumergida del deflector (deflector debajo de la superficie) debajo es 0.30 m:

$$V_{dec} = (h_{deflector} \times S) + (A_t \times L) \quad (33)$$

Donde,

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

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

S : Superficie final de la zona de decantación, m²

A_t : Superficie total de la base triangular, m

L : Longitud de decantación, m

$$V_{dec} = (0.30 \times 7.60) + (1.32 \times 4.00)$$

$$V_{dec} = 7.56 \text{ m}^3$$

Al final, se deben realizar las siguientes comprobaciones:

$$v_{punta,h} = \frac{Q_{punta,h}}{A_t \times 60} < 0.30 \quad (34)$$

$$2 < T_{H \text{ medio}} = \frac{V_{dec} \times 24}{Q_{med,d}} < 4 \quad (35)$$

$$T_{H \text{ punta}} = \frac{V_{dec}}{Q_{punta,h}} \geq 1 \quad (36)$$

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

$$v_{punta,h} = \frac{7.58}{1.32 \times 60} < 0.30$$

$$v_{punta,h} = 0.10 < 0.30$$

Cumple

$$2 < T_H = \frac{7.56 \times 24}{36.00} < 4$$

$$2 < T_H = 5.04 < 4 \quad \text{No Cumple}$$

$$T_H = \frac{7.56}{7.58} \geq 1$$

$$T_H = 1.00 \geq 1$$

Cumple

De las tres comprobaciones, no se encuentra dentro del rango establecido el valor calculado del tiempo de retención hidráulico a caudal medio, ya que este es 1 hora más del máximo de 4 horas indicado, pero se toma como válido este valor porque al mantener un poco más de tiempo el agua residual en la zona de decantación, se tendrá una mayor cantidad de sólidos sedimentados y por ende un flujo de agua más clarificado.

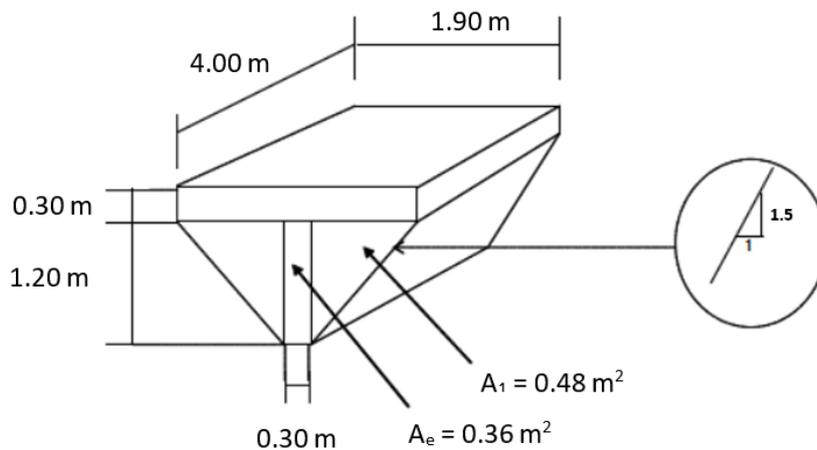


Figura 21. Dimensionamiento de la zona de decantación.

Superficie de la zona de gases

Para el cálculo de esta superficie se escoge un ancho de escape de gases de 0.50 m cada uno, para permitir el acceso del personal para mantenimiento o revisión.

$$S_{gas} = W_{gas} \times L_t \quad (37)$$

Donde,

S_{gas} : Superficie de la zona de escape de gases, m²

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

L_t : Longitud total del tanque, m

$$S_{gas} = (2 \times 0.5) \times 4.00$$

$$S_{gas} = 4.00 \text{ m}^2$$

Dimensiones del tanque

El ancho total del tanque equivale al ancho de la zona de decantación más el ancho que corresponde al escape de gases y el espesor de pared de la estructura de 0.10 m.

$$W_t = W_{dec} + W_{gas} + W_{pared} \quad (38)$$

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

$$W_t = 1.90 + (2 \times 0.50) + (2 \times 0.10)$$

$$W_t = 3.10 \text{ m}$$

La superficie total del tanque Imhoff es de:

$$S_t = W_t \times L_t \quad (39)$$

Donde,

S_t : Superficie total del tanque, m²

W_t : Ancho total del tanque, m

L_t : Longitud total del tanque, m

$$S_t = 3.10 \times 4.00$$

$$S_t = 12.40 \text{ m}^2$$

Volumen de lodos

El volumen de lodos se lo obtiene considerando un valor de emisión de 100 l/hab.año según lo recomiendan García y Corzo (2008). Además, el tiempo de digestión de lodos será de 6 meses para que puedan ser tratados.

$$V_{lodos} = \frac{VEU \times T_d \times N}{1000} \quad (40)$$

Donde,

V_{lodos} : Volumen ocupado por los lodos, m^3

VEU : Velocidad de emisión unitaria de lodos, l/hab·año

T_d : Tiempo de digestión, años

N : Número de habitantes

$$V_{lodos} = \frac{100 \times 0.5 \times 471}{1000}$$

$$V_{lodos} = 23.53 \text{ m}^3$$

Altura del fondo de forma piramidal del tanque

Se considera 2 puntos de extracción de lodos y una inclinación del 30% en las paredes de la zona piramidal.

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{L_t}{n} \right)}{2} \right] \times \tan \alpha \quad (41)$$

Donde,

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

L_t : Longitud total del tanque, m

n : Número de puntos de recogida de lodos

α : Inclinación de las paredes del fondo

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{4.00}{2} \right)}{2} \right] \times \tan 30$$

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

Profundidad de la zona de digestión

Este se determina tomando en cuenta el volumen necesario para almacenar los lodos, partiendo de la siguiente expresión:

$$V_{lodos} = (h_2 \times L_t \times W_t) + \left(\frac{1}{3} \times L_t \times W_t \times h_3 \right) \quad (42)$$

Donde,

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

h_2 : Altura ocupada por los lodos (sin tener en cuenta la altura del 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

Despejando h_3 , se obtiene:

$$h_2 = \frac{V_{lodos} - \left(\frac{1}{3} \times L_t \times W_t \times h_3 \right)}{(L_t \times W_t)} \quad (43)$$

$$h_2 = \frac{23.53 - \left(\frac{1}{3} \times 4.00 \times 3.10 \times 0.58 \right)}{(4.00 \times 3.10)}$$

$$h_2 = 1.71 \text{ m}$$

La tubería de extracción de lodos será de 200 mm y estará ubicada 15 cm por encima del fondo del tanque. Esta extracción se realizará mediante bombas.

Profundidad total del tanque

Escogiendo un resguardo de 0.45 m y con las diferentes alturas obtenidas entre la abertura inferior de la zona de decantación y la superficie de acumulación de lodos, se puede calcular la profundidad total del tanque y su volumen, mediante las expresiones 43 y 44 respectivamente.

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad (44)$$

Donde,

h_t : Profundidad total, m

$h_{resguardo}$: Profundidad de la zona de resguardo, m

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

P : Profundidad de la zona de decantación, m

h_1 : Distancia entre la abertura inferior y la superficie del lodo acumulado, m

h_2 : Altura ocupada por los lodos (sin tener en cuenta la altura del fondo), m

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

$$h_t = 0.45 + 0.30 + 1.20 + 0.30 + 1.71 + 0.58$$

$$h_t = 4.53 \text{ m}$$

Y el volumen es igual a:

$$V = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + [h_1 \times L_t \times W_t] \quad (45)$$

Donde,

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, m^3

h_1 : Distancia entre la abertura inferior y la superficie del lodo acumulado, m

L_t : Longitud total del tanque, m

W_t : Ancho total del tanque, m

$$V = (12.40 \times 0.45) + 7.56 + 23.53 + [0.30 \times 4.00 \times 3.10]$$

$$V = 40.39 \text{ m}^3$$

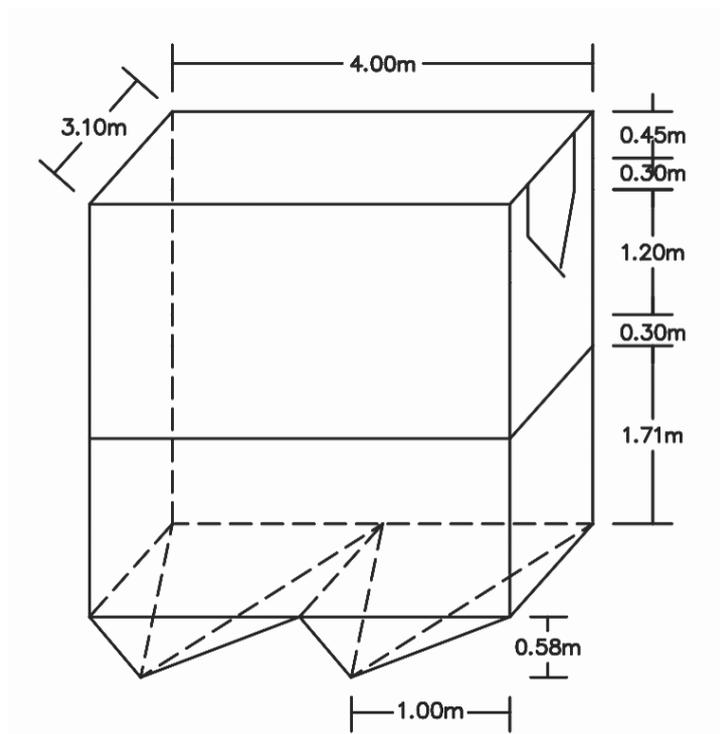


Figura 22. Dimensionamiento del tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos.

5.2.1.2 Gestión de lodos

Los lodos que se producen en el tanque en la zona de digestión deben ser gestionados cuando son extraídos, por ende, estos serán deshidratados mediante el sistema de eras de secado, reduciendo así la humedad del fango para que sea más manipulable en su disposición final.

Estos lodos que se generan de la deshidratación serán aprovechados para la agricultura en la comunidad.

Eras de secado

Para obtener la superficie, se debe definir el volumen de lodos total que se genera. Su altura puede ser entre 20 a 30 cm, extrayéndose manual o mecánicamente (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2007), escogiendo un valor de 30 cm.

$$S = \frac{V_{lodos\ total}}{h_{lodos}} \quad (46)$$

Donde,

S : Superficie de eras de secado, m^2

$V_{lodos\ total}$: Volumen de lodos generado, m^3

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

$$S = \frac{47.07}{0.30}$$

$$S = 156.88\ m^2$$

Al conocer su superficie se puede obtener las dimensiones. Se recomienda que tenga un ancho de 6 m y una longitud de entre 6 a 30 m (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2007), por tanto:

Ancho: 6 m

Longitud: 27 m

La configuración del sistema será rectangular con un sistema de drenaje conformado por tubos perforados cubiertos de grava.

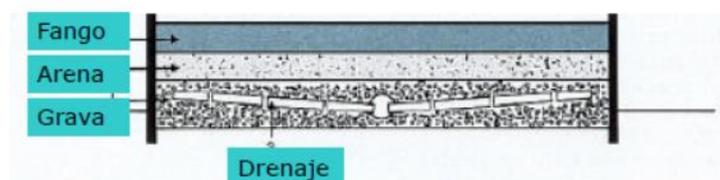


Figura 23. Sistema de drenaje de eras de secado (Asensi Dasí, 2018).

En la remoción de lodos deshidratados, se pueden producir pérdidas en la capa de arena, por lo tanto, debe ser reemplazada constantemente para mantener siempre su espesor original,

previo al relleno verificar que la arena debe tener las mismas características especificadas en la construcción, según lo establece la guía para operación y mantenimiento de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la Organización Panamericana de la Salud (OPS).

Además, en la misma guía de la OPS menciona que el sistema de drenaje tiene los componentes que se mencionan a continuación:

- Capa de medio soporte de 15 cm formada por ladrillos colocados encima del medio filtrante, separados de 2 a 3 cm llenos de arena.
- La arena que irá debajo de los ladrillos debe tener un tamaño de grano de 0.30 a 1.30 mm y un coeficiente de uniformidad de entre 2 y 5.
- Debajo de la arena estará colocada la grava que debe ser entre 1.6 y 51 mm de tamaño del grano y de 0.20 m de espesor.

Se debe dejar un resguardo, el cual para el diseño será de 13 cm, debido a que los lodos llegan al lecho con un porcentaje de agua que será mayor a los 30 cm de capa de lodos establecidos.

Un lodo bien digerido y un buen lecho de secado hará que la deshidratación sea satisfactoria y podrá ser removido del lecho entre una a dos semanas. Si el lodo tiene una gran cantidad de sólidos, este puede tardar hasta tres semanas aproximadamente en que se retire; pero, siempre se debe revisar su contenido de humedad antes de que sea removido, el cual debe estar entre 70% a 60%.

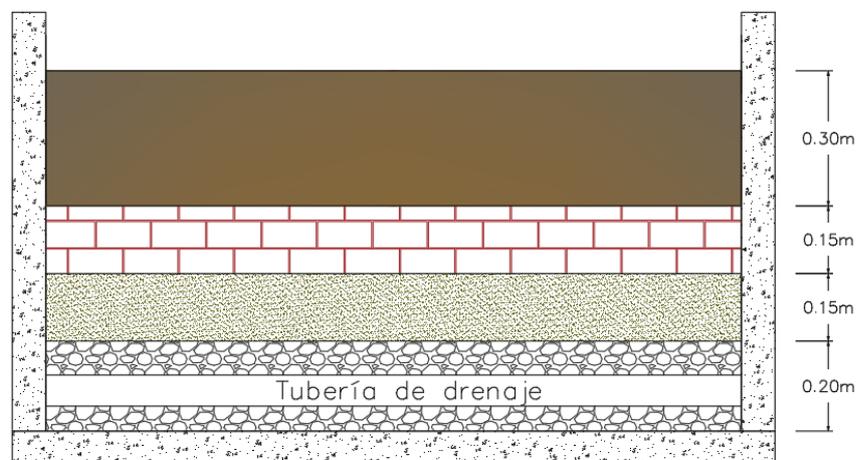


Figura 24. Esquema del lecho de eras de secado para el diseño.

Remoción de tratamiento primario

A continuación, se muestra la concentración de entrada de los constituyentes al humedal:

Tabla 16. Rendimientos obtenidos en el tratamiento primario.

Parámetro	Concentración del influente (mg/l)	Porcentaje de Remoción del Tratamiento Primario (%)	Concentración a la entrada del humedal (mg/l)	Límite legal Ecuador TULSMA, libro VI, ANEXO I, Tabla 9 (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)
DQO	1111.1	25	833.33	200	125
DBO5	522.9	40	313.73	100	25
SST	392.2	55	176.47	130	35
NT	98.0	10	88.24	50	15
PT	22.2	10	20.00	10	2

5.2.2 Tratamiento secundario

5.2.2.1 Humedal artificial subsuperficial de flujo horizontal

El tratamiento primario se eliminan un porcentaje de sólidos en suspensión, DQO y la DBO (CEDEX, 2010). El sistema de humedal a diseñar en esta alternativa removerá estos parámetros mencionados para cumplir el límite de vertido y, también, los nutrientes que se encuentren presentes en el agua residual, los cuales son nitrógeno y fósforo.

Dimensionamiento

Para dimensionar humedales, se realiza en dos etapas: primero se establece cuanta superficie es necesaria y en la segunda se determinan las dimensiones geométricas del humedal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Dimensionamiento biológico

Se sabe que los humedales se comportan como un reactor de flujo pistón, donde los contaminantes se degradan siguiendo modelos cinéticos de primer orden; por tanto, la ecuación de balance de masa para un contaminante será:

$$\frac{dC}{dt} = -k_v C \quad (47)$$

Donde,

k_v : Constante cinética de primer orden, días (el signo negativo indica que la concentración del contaminante va a disminuir a lo largo del tiempo)

C : Concentración del contaminante, mg/l

Si se integra la ecuación 46, el dC con respecto a la concentración inicial (C_0) y la final (C_1) y el dt para $t=0$ y $t=t$, sabiendo que este será el tiempo de retención hidráulica, se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp(-k_v t) \quad (48)$$

El tiempo de retención hidráulico es igual a:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{\varepsilon x S x h}{Q} \quad (49)$$

Donde,

V : Volumen del humedal, m^3

Q : Caudal medio diario, m^3/d

ε : Porosidad del material

S : Superficie del humedal, m^2

h : Profundidad media del humedal, m

Sustituyendo t de la ecuación 48 en la 47 y definiendo una nueva constante cinética equivalente a:

$$k_A = k_v x \varepsilon x h \quad (50)$$

k_A : Constante cinética de primer orden, m/d

Entonces se tiene:

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp\left(-k_A \times \frac{S}{Q}\right) \quad (51)$$

Al despejar S:

$$S = \frac{Q}{k_A} \ln\left[\frac{C_0}{C_1}\right] \quad (52)$$

Donde,

Q : Caudal medio diario, m³/d

k_A : Constante cinética de primer orden, m/d

C_0 : Concentración del afluente, mg/l

C_1 : Concentración indicada en los límites de vertido o en la normativa ambiental vigente, mg/l

La ecuación 51 es la que se utiliza para dimensionar un humedal de flujo horizontal.

El valor de k_A va a variar según el contaminante. Para eliminar la DBO se empleará el valor de 0.08 m/d, en donde además de diseñar para eliminar DBO, se va a reducir materia en suspensión y permitirá reducir el nitrógeno entre un 30 a 60% aproximadamente, si se diseñara con una profundidad media de agua de 0.30 m (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Para dimensionar el sistema con respecto al nitrógeno y potenciar su eliminación mucho más que con el k_A la eliminación de DBO, se emplea el valor de 0.025 m/d y por último, si el agua residual presentara un valor elevado de fósforo, se puede calcular su superficie con un k_A igual a 0.0274 m/d (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Según García y Corzo (2008), los valores de k_A son válidos cuando las concentraciones de DBO₅ en el agua residual que llega al humedal, luego de pasar tratamientos previos, es menor a 250 mg/l. Para cargas mayores, se debe reducir k_A un 20% de su valor, como es el caso en este estudio, donde la concentración de entrada de DBO₅ es mayor al valor mencionado. Por tanto, los valores de k_A son los siguientes:

Eliminar DBO₅: $k_A = 0.064$ m/d

Eliminar nitrógeno: $k_A = 0.020$ m/d

Eliminar fósforo: $k_A = 0.022$ m/d

Se puede lograr un resultado de dimensionamiento óptimo, del humedal de flujo horizontal, si se realiza el cálculo con los tres valores de k_A y se escoge el mayor de ellos, para conseguir la extensión de superficie necesaria garantizando la remoción del contaminante que se encuentra en mayor cantidad en el agua a tratar, como se realizó en este diseño.

De la ecuación 51, se obtienen los valores de superficie de cada uno de los contaminantes como se muestra:

Para eliminación de DBO

$$S = \frac{72.01}{0.064} \ln \left[\frac{313.73}{25} \right]$$

$$S = 2846.24 \text{ m}^2$$

Para eliminación de Nitrógeno

$$S = \frac{72.01}{0.020} \ln \left[\frac{88.24}{50} \right]$$

$$S = 2045.02 \text{ m}^2$$

Para eliminación de Fósforo

$$S = \frac{72.01}{0.022} \ln \left[\frac{20.00}{10} \right]$$

$$S = 2277.07 \text{ m}^2$$

De acuerdo con lo que dispone la norma de límites de vertido, en nuestro estudio la DBO₅ se considera la más limitante, por tanto, el área escogida es de 2846.24 m². En general, se acepta que la superficie es correcta, cuando un 95% de las concentraciones de contaminante está por debajo del límite de vertido establecido (CEDEX, 2010).

Se debe comprobar que la carga orgánica superficial sea menor de 6 g DBO₅/m².d, con este valor se asegura eliminar una gran parte de materia orgánica en esta etapa, si no se cumpliera, se requiere aumentar la superficie calculada.

$$C_s = \frac{Q \times C_0}{S} \quad (53)$$

Donde,

C_s : Carga orgánica superficial, g DBO₅/m² .d

Q : Caudal medio diario, m³/d

C_0 : Concentración inicial a la entrada del humedal, mg/l

S : Superficie del humedal, m²

$$C_s = \frac{72.01 \times 313.73}{2846.24}$$

$$C_s = 7.94 \text{ gDBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{d} > 6 \text{ gDBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Al ser la carga orgánica un valor mayor a 6 g DBO₅/m² .d, se debe aumentar la superficie escogida del humedal. Una forma de definir la nueva área es calculando la carga de DBO₅ con la siguiente ecuación:

$$\text{Carga DBO}_5 = Q \times \text{DBO}_5 \quad (54)$$

Donde,

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

Q : Caudal medio diario, m³/d

DBO_5 : Concentración de DBO₅ del afluente, mg/l

$$\text{Carga DBO}_5 = 72.01 \times 313.73$$

$$\text{Carga DBO}_5 = 22591.32 \text{ gDBO}_5/\text{d}$$

Por tanto, la nueva superficie del humedal que cumpla con el criterio de carga orgánica será:

$$S = \frac{\text{Carga } DBO_5}{6 \text{ g} DBO_5 / m^2 \cdot d}$$

$$S = \frac{22591.32}{6}$$

$$S = 3765.22 \text{ m}^2$$

Dimensionamiento hidráulico

Al conocer la superficie del humedal se puede determinar sus dimensiones al aplicar la Ley de Darcy, que describe el régimen de flujo en medio poroso, como es el caso de humedal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

$$Q = k_s \times A_s \times s \quad (55)$$

Donde,

Q : Caudal, m^3/d

k_s : Conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo, $m^3/m^2 \cdot d$

A_s : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, m^2

s : Gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL), m/m

García y Corzo (2008) recomiendan usar el caudal máximo diario y se asegura que el sistema absorberá bien las puntas de caudal.

En la Tabla 17, se muestra distintos valores de conductividad, que varían con respecto al tipo de material y tamaño de los poros del sustrato. La conductividad hidráulica se reduce por acumulación de sólidos y crecimiento del biofilm, sobre todo en la primera capa que tiene contacto directo con el flujo.

Tabla 17. Valores de conductividad hidráulica con respecto al tipo de sustrato en un humedal construido de flujo subsuperficial (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Tipo de sustrato	Tamaño efectivo	Porosidad	Conductividad hidráulica
	D ₁₀ (mm)	(%)	K _s (m ³ /m ² .d)
Arenas graduadas	2	28 - 32	100 - 1,000
Arenas gravosas	8	30 - 35	500 - 5,000
Gravas finas	16	35 - 38	1,000 - 10,000
Gravas medianas	32	36 - 40	10,000 - 50,000
Rocas pequeñas	128	38 - 45	50,000 - 250,000

Para determinar el área de la sección perpendicular se escoge el material de gravas a usar, que para el diseño serán arenas gravosas con una conductividad hidráulica de 1100 m³/m².d de diámetro 8 mm con una reducción de 5 (factor de seguridad), además, una pendiente de 0.01 m/m, ya que se recomienda usar entre 0.01 a 0.02 m/m (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

$$A_s = \frac{Q_{máx,d}}{\frac{k_s}{f_s} \times s} \quad (56)$$

Donde,

A_s : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, m²

$Q_{máx,d}$: Caudal máximo diario, m³/d

k_s : Conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo, m³/m². D

f_s : Factor de seguridad

s : Gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL), m/m

$$A_s = \frac{244.83}{\frac{1100}{5} \times 0.01}$$

$$A_s = 111.29 \text{ m}^2$$

Se establece una profundidad de agua que puede ser entre 0.40 y 0.60 m (CEDEX, 2010), escogiéndose para el diseño una de 0.45 m, y con el valor del área calculado, se obtiene un ancho de 247.31 m.

Para determinar la longitud del humedal, se toman los valores de superficie del dimensionamiento biológico y del ancho, como se plantea en la siguiente ecuación:

$$L = \frac{S}{W} \quad (57)$$

Donde,

L : Longitud del humedal, m

S : Superficie del humedal, m²

W : Ancho del humedal, m

$$L = \frac{3765.22}{247.31}$$

$$L = 15.22 \text{ m}$$

Para un buen reparto de aguas, se recomienda no exceder su anchura de 25 a 30 m (IWA, 2017), además la longitud y anchura del humedal debe tener una relación de 1:1 como mínimo, por lo que la superficie total se debe dividir en varias unidades para cumplir los requisitos de diseño (CEDEX, 2010).

Se dividirá la superficie total en 10 celdas con las siguientes dimensiones finales:

Longitud por celda: 19.00 m

Ancho por celda: 20.00 m

La porosidad adopta el valor de 0.35 obtenida de la Tabla 18, según el material escogido como sustrato.

Tabla 18. Valores de porosidad para distintos sustratos (CEDEX, 2010).

Tipo de medio	Tamaño efectivo d_{10} (mm)	Porosidad (p8)
Arena gruesa	2	0.28 - 0.32
Arena - grava	8	0.30 - 0.35
Grava fina	16	0.35 - 0.38

El tiempo de retención hidráulico se calcula mediante la expresión 57:

$$TRH = \frac{n \times S \times h}{Q_{med,d}} \quad (58)$$

Donde,

TRH : Tiempo de retención hidráulico, días

n : Porosidad del sustrato

S : Superficie del humedal, m^2

h : Profundidad, m

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

$$TRH = \frac{0.35 \times 3765.22 \times 0.45}{72.01}$$

$$TRH = 8.24 \text{ días}$$

Se requiere comprobar el valor de carga orgánica superficial de la sección transversal, con la que tiene contacto el afluente al llegar al humedal, este tiene que ser menor a 250 g $DBO_5/m^2 \cdot d$ (IWA, 2017).

$$C_{S \text{ trans}} = \frac{Q \times C_0}{A_S} \quad (59)$$

Donde,

$C_{S \text{ trans}}$: Carga orgánica superficial, g $DBO_5/m^2 \cdot d$

Q : Caudal medio diario, m^3/d

C_0 : Concentración inicial a la entrada del humedal, mg/l

A_S : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, m²

$$C_{S\ trans} = \frac{72.01 \times 313.73}{111.29}$$

$$C_{S\ trans} = 203.00\ gDBO_5/m^2 \cdot d$$

Al ser la carga orgánica de la sección transversal un valor menor que el máximo recomendado 250 g DBO₅/m².d, la capa del material granular del humedal no se va a obstruir a mediano plazo.

Resultados de eficiencia de remoción

Para obtener las concentraciones finales a la salida del humedal de DBO₅, nitrógeno y fósforo con los porcentajes de remoción se emplea la siguiente ecuación:

$$C = \frac{C_0}{e^{\left(\frac{S \times k_A}{Q_{med,d}}\right)}} \quad (60)$$

Donde,

C : Concentración del contaminante en el efluente, mg/l

C_0 : Concentración del contaminante en el afluente, mg/l

S : Superficie del humedal, m²

k_A : Constante cinética de primer orden de velocidad de biodegradación, m/d

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

Para eliminación de DBO₅

$$C = \frac{313.73}{e^{\left(\frac{3765.22 \times 0.064}{72.01}\right)}}$$

$$C = 11.05\ mg/l$$

Para eliminación de Nitrógeno

$$C = \frac{88.24}{e^{\left(\frac{3765.22 \times 0.020}{72.01}\right)}}$$

$$C = 31.01 \text{ mg/l}$$

Para eliminación de Fósforo

$$C = \frac{20.00}{e^{\left(\frac{3765.22 \times 0.022}{72.01}\right)}}$$

$$C = 6.36 \text{ mg/l}$$

Los resultados finales esperados obtenidos del agua residual después de pasar por el sistema de humedal artificial serían los siguientes:

Tabla 19. Valores de resultados de eficiencia de remoción y concentración final de los constituyentes del efluente.

Parámetro	Concentración a la entrada del humedal, Co (mg/l)	Límite legal Ecuador TULSMA, libro VI, ANEXO I, Tabla 9, C ₁ (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)	Concentración a la salida del humedal, C (mg/l)	Porcentaje de eficiencia de Remoción (%)
DQO	833.33	200	125	166.67	80.00%
DBO5	313.73	100	25	11.05	96.48%
SS	176.47	130	35	17.65	90.00%
NT	88.24	50	15	31.01	64.86%
PT	20.00	10	2	6.36	68.21%

Los porcentajes de remoción de los parámetros de DQO y SS fueron obtenidos al comparar los valores de dos fuentes bibliográficas “Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales” del CENTA (2007) y del documento “Treatment wetlands” del IWA (2017). Sin embargo, los valores de NT y PT son muy elevados en comparación a la bibliografía, esto puede ser porque las concentraciones de DBO₅ del afluente del humedal son altas y su superficie fue calculada con respecto a este valor para reducir hasta 25 mg/l.

5.3 Alternativa 2

La alternativa 2 comprende de tres etapas: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario. El pretratamiento se lo describe en el apartado 5.1 del presente estudio y para el tratamiento primario se utiliza el mismo proceso de eliminación (tanque Imhoff) que la alternativa 1. El tratamiento secundario se trata de un sistema de humedal subsuperficial de flujo vertical.

5.3.1 Tratamiento secundario

5.3.1.1 Humedal artificial subsuperficial de flujo vertical

En el tratamiento primario se eliminaron porcentajes de sólidos en suspensión, DQO y DBO presentes en el agua residual (CEDEX, 2010). Con este sistema de humedal vertical se espera que elimine un gran porcentaje de materia en suspensión, DBO y amonio, trabajando como un reactor aerobio.

La alimentación deberá ser con flujo intermitente, es decir, con fases de llenado, reacción y vaciado, con el empleo del sifón de descarga controlada que ayudará al efluente de la primera etapa a alimentar de forma discontinua a la segunda etapa.

Dimensionamiento

Se recomienda dimensionar tomando una superficie unitaria de 2.5 m²/hab-eq. Este diseño está formado por dos etapas verticales trabajando en serie lo que corresponde a 1.25 m²/hab-eq.etapa. Además, para poblaciones pequeñas se considera que 1 hab-eq tiene una carga orgánica biodegradable de 40 g/DBO₅.d.

La carga de DBO₅ se obtiene con el caudal medio diario que ingresa y la concentración de contaminante inicial:

$$carga\ DBO_5 = Q \times DBO_5 \quad (61)$$

Donde,

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

Q : Caudal medio diario, m³/d

DBO_5 : Concentración de DBO_5 del afluente, mg/l

$$carga\ DBO_5 = 72.01 \times 522.88$$

$$carga\ DBO_5 = 37652.20\ g/d$$

Para poder obtener la superficie del humedal, se calcula la cantidad de habitantes equivalentes:

$$hab.\ equivalente = \frac{carga\ DBO_5}{40\ g/DBO_5.\ d\ a\ a} \quad (62)$$

Donde,

hab. equivalente: Habitante equivalente, hab-eq

carga DBO_5 : Carga orgánica de DBO_5 que ingresa al humedal, g/d

$$hab.\ equivalente = \frac{37652.20}{40}$$

$$hab.\ equivalente = 941$$

La superficie total del humedal se la calcula con respecto a los 2.5 m²/hab-eq que se necesita para dimensionar el sistema de humedal vertical.

$$S = hab.\ equivalente \times 2.5\ m^2/hab\ eq \quad (63)$$

Donde,

S : Superficie del humedal, m²

hab. equivalente: Habitante equivalente, hab-eq

$$S = 941 \times 2.5$$

$$S = 2353.26\ m^2$$

La profundidad del medio granular, oscila entre 0.50 a 0.80 m y el resguardo suele ser de 0.50 m con una inclinación de los taludes interiores de 45°, para este diseño la profundidad será de 0.70 m.

Al conocer la superficie y profundidad, se puede calcular el volumen que tendrá mediante la siguiente ecuación:

$$V = S \times H \quad (64)$$

Donde,

V : Volumen del humedal, m^3

S : Superficie del humedal, m^2

H : Profundidad del humedal, m

$$V = 2353.26 \times 0.70$$

$$V = 1647.28 \text{ m}^3$$

Para lograr un buen reparto del flujo en los humedales verticales subsuperficiales, cuando se alimentan por gravedad, como es el caso del diseño propuesto, no debe superar los 400 m^2 la superficie, por tanto, se debe dividir en varias celdas que no supere este límite (CEDEX, 2010).

Se va a dividir en 6 tanques, 3 tanques van a trabajar como primera etapa y dos como segunda etapa, con una superficie por cada uno de 392.21 m^2 y volumen de 274.55 m^3 , siendo la dimensión de cada tanque la que se presenta a continuación:

Ancho de cada tanque: 20 m

Longitud de cada tanque: 20 m

Se debe realizar la comprobación de la carga orgánica en las capas de arena y grava fina (las primeras de cada etapa).

Tabla 20. Valores de tasa de 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:

$$Carga\ de\ DQO_{etapa\ 1} = Q \times DQO \quad (65)$$

Donde,

$Carga\ de\ DQO_{etapa\ 1}$: Carga orgánica de DQO que ingresa al humedal, g/d

Q : Caudal medio diario, m³/d

DQO : Concentración de DQO del afluente, mg/l

$$Carga\ de\ DQO_{etapa\ 1} = 72.01 \times 833.33$$

$$Carga\ de\ DQO_{etapa\ 1} = 60008.20\ g/d$$

Se calcula la carga orgánica superficial de DQO de la primera etapa.

$$C_s = \frac{Carga\ de\ DQO_{etapa\ 1}}{S} \quad (66)$$

Donde,

$C_{s\ etapa1}$: Carga orgánica superficial de DQO de la primera etapa, g DQO/m².d

$Carga\ de\ DQO_{etapa\ 1}$: Carga orgánica de DQO que ingresa al humedal, g/d

S : Superficie del humedal, m²

$$C_s = \frac{60008.20}{2353.26}$$

$$C_s = 25.50\ gDQO/m^2 \cdot d < 80\ gDQO/m^2 \cdot d$$

Capa de arena:

Para esta segunda etapa, se espera que la concentración de DQO sea menor que con la que ingresó al humedal, por tanto, según valores de concentraciones de efluente de entre 80 a 100 mg/l de la primera etapa mencionados en la IWA (2017), se establece para este diseño se espera una de 90 mg/l.

$$\text{Carga de DQO}_{\text{etapa 2}} = Q \times \text{DQO} \quad (67)$$

Donde,

$\text{Carga de DQO}_{\text{etapa 2}}$: Carga orgánica de DQO que ingresa a la segunda etapa del humedal, g/d

Q : Caudal medio diario, m³/d

DQO : Concentración de DQO del efluente en la etapa 1, mg/l

$$\text{Carga de DQO}_{\text{etapa 2}} = 72.01 \times 90$$

$$\text{Carga de DQO}_{\text{etapa 2}} = 6480.89 \text{ g/d}$$

Se calcula la carga orgánica superficial de DQO de la segunda etapa.

$$C_s = \frac{\text{Carga de DQO}_{\text{etapa 2}}}{S} \quad (68)$$

Donde,

$C_{s \text{ etapa 2}}$: Carga orgánica superficial de DQO de la segunda etapa, g DQO/m².d

$\text{Carga de DQO}_{\text{etapa 2}}$: Carga orgánica de DQO que ingresa a la segunda etapa del humedal, g/d

S : Superficie del humedal, m²

$$C_s = \frac{6480.89}{2353.26}$$

$$C_s = 2.75 \text{ g DQO/m}^2 \cdot \text{d} < 20 \text{ gDQO/m}^2 \cdot \text{d}$$

La carga orgánica superficial de la primera etapa (grava fina) y de la segunda etapa (arena) cumplen al ser menor que la tasa de carga máxima que especifica la IWA (2017), por tanto, el dimensionamiento es correcto.

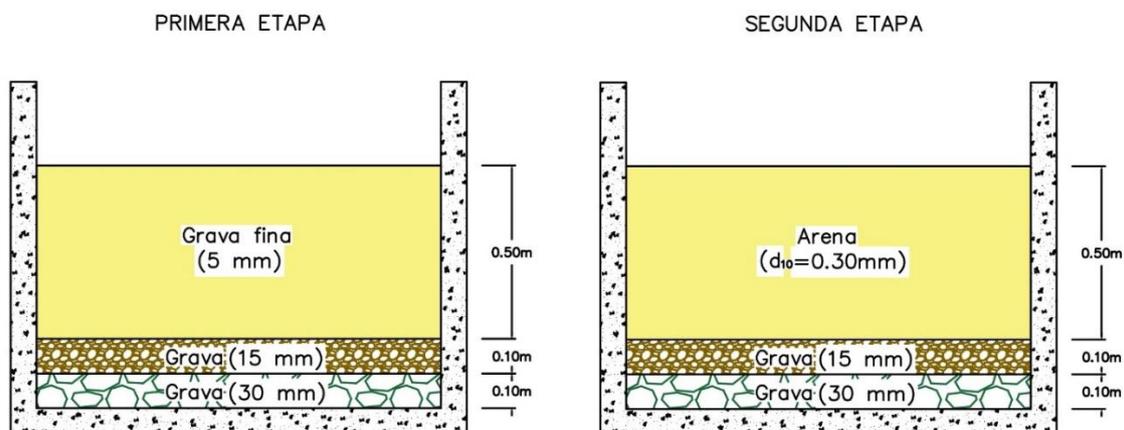


Figura 25. Distribución del medio granular en el sistema de humedal vertical propuesto en la primera etapa (izquierda) y segunda etapa (derecha).

Resultados de eficiencia de remoción

Para obtener las concentraciones finales esperadas a la salida del humedal, se utilizaron como referencia porcentajes de reducción obtenidos al comparar los valores de dos fuentes bibliográficas: “Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales” del CENTA (2007) y del documento “Treatment wetlands” del IWA (2017).

Tabla 21. Valores de porcentaje remoción y concentración final de contaminantes del efluente.

Parámetro	Concentración a la entrada del humedal, C_0 (mg/l)	Límite legal Ecuador TULSMA, libro VI, ANEXO I, Tabla 9 (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)	Porcentaje de eficiencia de Remoción (%)	Concentración a la salida del humedal, C (mg/l)
DQO	833.33	200	125	80%	166.67
DBO5	313.73	100	25	95%	15.69
SST	176.47	130	35	90%	17.65
NT	88.24	50	15	60%	35.29
PT	20.00	10	2	20%	16.00

Se observa que los contaminantes presentes en el efluente del agua residual del humedal de diseño cumplen con los límites legales establecidos, excepto el fósforo, por lo que se propone colocar una celda de material adsorbente para su remoción.

Este material adsorbente se trata de lodo a base de aluminio generado de estación de tratamiento de agua potable, es decir, es un residuo de la potabilización del agua, que utiliza como coagulante policloruro de aluminio, el cual tiene características físicas-químicas para la adsorción de fósforo en humedales artificiales.

El lodo tiene una capacidad máxima de adsorción de 13.8 g P/kg fango que corresponde a un tamaño de partícula de entre 0.83 a 2.38 mm según el trabajo realizado por Naranjo Ríos (2017). La capacidad de adsorción de un adsorbente dado es proporcional a su superficie específica (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2007)). Al ser comparado con otros materiales adsorbentes, este fango presenta una capacidad más alta de adsorción y, gracias a que presenta una buena conductividad hidráulica, puede ser utilizado en estado puro, sin ser mezclado con otros materiales para mejorar su conductividad hidráulica (Naranjo Ríos, 2017).

Esta celda se colocará después del humedal subsuperficial vertical como una especie de bypass (Figura 26), recibiendo parte del caudal necesario para remover el fósforo aún presente en el agua residual y cumplir requisitos de vertido. Conforme el material se va saturando disminuye su capacidad de adsorción, por ende, se diseñará para un período de 5 años, luego de esto, debe ser regenerado o reemplazado por nuevo material, para asegurar su operabilidad y calidad del agua filtrada.

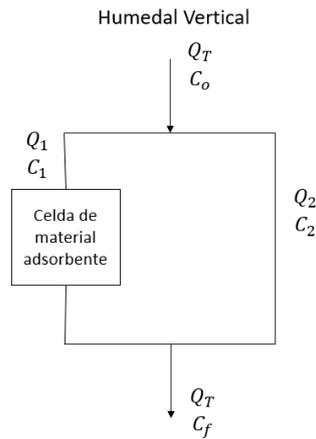


Figura 26. Ubicación de la celda de material adsorbente a la salida del humedal artificial.

De acuerdo con la Figura 26, el caudal que ingresaría a la celda de material adsorbente es:

$$Q_1 = Q_T - Q_2 \quad (69)$$

Donde,

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

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

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

El caudal del efluente del humedal es el caudal medio diario, pero el Q_2 se lo obtiene:

$$C_f = \frac{Q_1 C_1 + Q_2 C_2}{Q_T} \quad (70)$$

Donde,

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

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

C_1 : Concentración de fósforo que se espera a la salida de la celda de adsorción, mg/l

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

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

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

Se espera que la concentración de fósforo del efluente de la celda de adsorción sea de 0 mg/l y la concentración de fósforo final debe ser de 10 mg/l (límite legal establecido según normativa), pero se toma en consideración cierto margen de seguridad utilizando el valor de 9.5 mg/l. La fórmula para calcular Q_2 finalmente queda de esta forma:

$$Q_2 = \frac{C_f \times Q_T}{C_2} \quad (71)$$

Donde,

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

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

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

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

$$Q_2 = \frac{9.5 \times 72.01}{16.00}$$

$$Q_2 = 42.76 \text{ m}^3/d$$

Entonces el caudal que ingresa a la celda de adsorción es de $29.25 \text{ m}^3/d$.

Con la concentración de fósforo obtenida del efluente del humedal artificial de 16.00 mg/l , se obtiene la cantidad de P que se necesita para que la fase dure 5 años.

$$m_p = (Q_1 \times 365) \times C_2 \times 5 \text{ años} \quad (72)$$

Donde,

m_p : Cantidad de fósforo a ser adsorbido, g P

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

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

$$m_p = (29.25 \times 365) \times 16.00 \times 5$$

$$m_p = 854216.71 \text{ g P}$$

Cuando el material alcance el 80% de su capacidad máxima de adsorción solo reducirá el 40% del fósforo respecto de su concentración inicial, en base a datos experimentales, lo que permitirá calcular cuánto volumen de fangos es necesario, tomando en cuenta que cuando llegue al 80% ya no adsorberá de forma eficiente. Por esto, para calcular esa cantidad de fango se emplea la siguiente fórmula:

$$m_L = \frac{m_P}{q_{m\acute{a}x} \times 0.80} \quad (73)$$

Donde,

m_L : Cantidad de lodo necesario para adsorber, kg fango

m_P : Cantidad de fósforo a ser adsorbido, g P

$q_{m\acute{a}x}$: Capacidad máxima de adsorción del lodo, g P/ Kg fango

$$m_L = \frac{854216.71}{13.80 \times 0.80}$$

$$m_L = 77374.70 \text{ kg fango}$$

Con el valor de densidad aparente del material de 690 kg/m³, se calcula el volumen de fangos mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{m_L}{\rho_{aparente}} \quad (74)$$

Donde,

V : Volumen de fangos necesario para adsorción, m³

m_L : Cantidad de lodo necesario para adsorber, kg fango

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

$$V = \frac{77374.70}{690}$$

$$V = 112.14 \text{ m}^3$$

Considerando un calado útil de 0.50 m, se define su superficie:

$$S = \frac{V}{h} \quad (75)$$

Donde,

S : Superficie de la celda, m^2

V : Volumen de fangos necesario para adsorción, m^3

h : Altura de material adsorbente, m

$$S = \frac{112.14}{0.50}$$

$$S = 224.27 \text{ m}^2$$

Esta celda va a trabajar con flujo vertical, siendo su relación L:W = 1:1. Sus dimensiones son las siguientes:

Longitud: 15.00 m

Ancho: 15.00 m

Considerando la porosidad efectiva del material de 0.30, el volumen útil, es decir el volumen ocupado por el agua, es:

$$V_{\text{útil}} = V \times \emptyset \quad (76)$$

Donde,

$V_{\text{útil}}$: Volumen útil del material adsorbente, m^3

V : Volumen de fangos necesario para adsorción, m^3

\emptyset : Porosidad del fango

$$V_{\text{útil}} = 112.14 \times 0.30$$

$$V_{\text{útil}} = 33.64 \text{ m}^3$$

A la salida del humedal, se deberá ubicar una arqueta de reparto para los dos flujos de agua, colocando una válvula que regule periódicamente el caudal que se necesita que ingrese a la celda con material de adsorción.

El sistema de tuberías instalado en la celda debe estar distribuido de manera uniforme para asegurar que el caudal de agua que ingresa al humedal se distribuya uniformemente sobre la superficie.

5.4 Alternativa 3

La alternativa número 3 está compuesta por 2 etapas: pretratamiento y tratamiento secundario. El secundario al tratarse de un humedal subsuperficial vertical de sistema francés no cuenta con tratamiento primario. El pretratamiento comprende de un aliviadero y un canal de desbaste, previamente descritos en la sección 5.1 del estudio.

5.4.1 Tratamiento Secundario

5.4.1.1 Humedal artificial subsuperficial de flujo vertical “sistema francés”

El humedal vertical francés en el tratamiento secundario eliminará la materia orgánica, sólidos suspendidos totales y además, se conseguirá nitrificar. Estará constituido por dos etapas: La primera tendrá tres celdas ubicadas en paralelo y la segunda dos, con una alimentación alternada por filtro que ayudará a controlar el crecimiento de la biomasa adherida a la superficie del filtro (IWA, 2017).

El diseño de este humedal comprende los siguientes pasos:

Paso 1: Se define el caudal y las cargas contaminantes

El caudal que ingresa será el caudal medio diario (Q_i) de 72.01 m³/d. Las concentraciones de entrada al humedal artificial y la carga por contaminante se muestran a continuación:

Tabla 22. Valores de Concentración de entrada y las cargas diarias de cada contaminante.

Parámetros	Concentración de entrada (mg/l)	Carga diaria por habitante, C_d (g/hab.d)
DQO	1111.11	85.00
DBO ₅	522.88	40.00
SST	392.16	30.00
N _T	98.04	7.50
P _T	22.22	1.70

Siendo la cantidad de habitantes equivalentes igual a 941, la carga de cada uno de los parámetros del afluente presentes en el agua residual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$M_i = C_d \times N^\circ \text{ hab eq} \quad (77)$$

Donde,

M_i : Carga de contaminante, g/d

C_d : Carga diaria de contaminante por habitante, g/hab-eq.d

$N^\circ \text{ hab eq}$: Cantidad de habitantes equivalentes, hab

Tabla 23. Valores de carga contaminante de cada parámetro.

Parámetros	Carga contaminante, M_i (g/d)
DQO	80010.93
DBO ₅	37652.20
SST	28239.15
N _T	7059.79
P _T	1600.22

Diseño de la primera etapa del sistema

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

Se calculan distintos valores de área, uno basado en la tasa de carga hidráulica y los otros con respecto a las cargas de cada contaminante. El valor de tasa de carga hidráulica correspondiente a la primera etapa se muestra en Tabla 24.

Tabla 24. Máximas cargas de diseño para el diseño clásico de humedal VF francés en condiciones de clima seco (IWA, 2017).

Etapas de tratamiento	Tasa de carga hidráulica (m ³ /m ² .d)	DQO (g/m ² .d)	DBO ₅ (g/m ² .d)	SST (g/m ² .d)	NKT (g/m ² .d)
Primera etapa	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 etapa	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 $M_i^{0.8622}$

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

$$A = \frac{Q_i}{q} \quad (78)$$

Donde,

A : Área de un filtro, m^2

Q_i : Caudal medio diario, m^3/d

q : Tasa de carga hidráulica, $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$

$$A = 194.62 \text{ m}^2$$

La superficie necesaria en base a la carga y la carga máxima de cada parámetro (Tabla 24) se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A = \frac{M_i}{M_{i \text{ máx}}} \quad (79)$$

Donde,

A : Área de un filtro, m^2

M_i : Carga de contaminante, g/d

$M_{i \text{ máx}}$: Carga máxima de contaminante, $\text{g}/\text{m}^2.\text{d}$

El cálculo del área se debe realizar para cada uno de los parámetros presentes en el agua residual de estudio.

Tabla 25. Resultados de áreas de un filtro para los diferentes contaminantes.

Parámetros	$M_{i \text{ máx}}$ ($\text{g}/\text{m}^2.\text{d}$)	A (m^2)
DQO	350	228.60
DBO ₅	150	251.01
SST	150	188.26
N _T	30	235.33

Se obtienen cinco valores de área para el filtro de la primera etapa, se escoge la de mayor superficie siendo esta de 251.01 m², para que pueda cumplir todos los criterios de diseño y obtener las concentraciones de efluentes requeridas.

Al ser celdas cuadradas, la relación l/w = 1, su ancho es de 16 m y su longitud de 16 m. Adoptando estos valores, el área es de 256 m².

Considerando que la primera etapa del sistema francés se compone de tres unidades en paralelo (n = 3, con uno de trabajo y dos de descanso), el área total necesaria para la primera etapa es:

$$A_T = n \times A_1 \quad (80)$$

Donde,

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

n : Número de unidad celdas.

A_1 : Área escogida para un filtro, m²

$$A_T = 768 \text{ m}^2$$

Con una población de 941 habitantes equivalentes, corresponde 768/941 = 0.82 m²/hab-eq.

Al ser menor a la requerida (1.2 m²/hab-eq) para el sistema francés en la primera etapa, la nueva superficie será de:

$$A_T = 1.2 \frac{\text{m}^2}{\text{hab eq}} \times N^{\circ} \text{hab eq} \quad (81)$$

Donde,

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

$N^{\circ} \text{ hab eq}$: Cantidad de habitantes equivalentes, hab

$$A_T = 1129.57 \text{ m}^2$$

Entonces el área por celda final será de 376.52 m², con las siguientes dimensiones:

Longitud: 19.50 m

Ancho: 19.50 m

Paso 3: Especificar las características de las capas de filtro.

Los espesores de cada capa seguirán las especificaciones descritas en el IWA (2017) mostrados en la tabla a continuación:

Tabla 26. 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 cm		> 20 cm	
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% partículas finas
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

Tomándose valores intermedios de los rangos de cada capa, esto resultará:

- Resguardo: $h = 0.50$ m.
- Capa principal: $h = 0.50$ m (gravilla de 2 - 6 mm).
- Capa de transición: $h = 0.15$ m (gravilla de 5 - 15 mm).
- Capa de drenaje: $h = 0.25$ m de (gravilla de 20 - 60 mm).

Altura total del filtro: $h_T = 1.40$ m.

Los volúmenes del material del filtro se calculan en base a una celda inclinada de 1:1, usando los espesores establecidos y el ancho por celda. Asimismo, se determina el volumen correspondiente a las 3 celdas de cada capa ($n = 3$).

Tabla 27. Volúmenes de cada filtro obtenidos para la primera etapa.

Capas	V (m ³)	V *n (m ³)
Capa principal	162.04	486.13
Capa intermedia	45.15	135.46
Capa de drenaje	71.83	215.49

Paso 4: Determinar las características de cada lote

Durante cada lote, el nivel de agua que cubrirá el filtro es el volumen de cada lote dividido por el área superficial del filtro en funcionamiento. Para humedales verticales franceses se recomienda una capa líquida de entre 2 a 5 cm, para este estudio será de 3 cm la carga por lotes (IWA, 2017).

$$3 \text{ cm} \times \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} (\text{carga de lotes en metros}) = \frac{V_{\text{lote}}}{A_{\text{cama de filtro}}} \quad (82)$$

Donde,

V_{lote} : Volumen por lote, m³

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

Siendo el volumen por lote igual a:

$$V_{\text{lote}} = A_{\text{cama de filtro}} \times 0.03 \frac{\text{m}}{\text{lote}} \quad (83)$$

$$V_{\text{lote}} = 11.41 \text{ m}^3 / \text{lote}$$

Entonces, el número de lotes requeridos por día se lo obtiene de la siguiente expresión:

$$N^{\circ} \text{ lotes} = \frac{Q_i}{V_{\text{lote}}} \quad (84)$$

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

$$N^{\circ} \text{ lotes} = 6 \text{ lotes/d}$$

Para obtener el caudal de aguas residuales durante la carga del lote, la tasa de carga hidráulica mínima que debe ser usada es de 0.50 m³/m².h:

$$HLR_{lote} = \frac{Q_{lote}}{A_{cama\ de\ filtro}} \quad (85)$$

Donde,

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

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

$$Q_{lote} = A_{cama\ de\ filtro} \times HLR_{lote} \quad (86)$$

$$Q_{lote} = 190.13 \text{ m}^3/h$$

Al utilizar un valor redondeado del caudal por lote de $195 \text{ m}^3/h$, resulta la tasa de carga hidráulica instantánea mediante la siguiente expresión:

$$HLR_{inst} = Q_{lote} \times A_{cama\ de\ filtro} \quad (87)$$

Donde,

HLR_{inst} : Tasa de carga hidráulica instantánea, $m^3/m^2.h$

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

$$HLR_{inst} = 0.51 \text{ m}^3/m^2.h$$

Dando lugar a un factor de seguridad adicional y, al mismo tiempo es un número más fácil para cálculos.

El caudal por lote es equivalente a $3.25 \text{ m}^3/\text{min}$. Calculado el volumen de cada lote (11.41 m^3), la duración que tendrá cada impulso será:

$$t_{impulso} = \frac{V_{lote}}{Q_{lote}} \quad (88)$$

Donde,

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

V_{lote} : Volumen por lote, m³

Q_{lote} : Caudal durante la carga del lote, m³/h

$$t_{impulso} = 3.5 \text{ min}$$

Diseño de la segunda etapa del sistema

Paso 5: Calcular las características pertenecientes al afluente.

Se necesita conocer la concentración del efluente de la primera etapa, para usarlo como afluente de la segunda etapa. Primero es importante conocer el valor de la carga orgánica generada durante la primera etapa.

$$C_{1^\circ \text{ etapa}} = \frac{C_o \times Q_i}{S_1} \quad (89)$$

Donde,

$C_{1^\circ \text{ etapa}}$: 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

Para obtener la masa diaria del efluente de la primera etapa, se debe encontrar primero la carga reducida por contaminante con los valores de reducción de la Tabla 24.

$$C_{red} = C_{1^\circ \text{ etapa}} \times \text{Remoción } 1^\circ \text{ etapa} \quad (90)$$

Donde,

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

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

Remoción 1° etapa: Valores de reducción correspondientes a la primera etapa (Tabla 24), adimensional

$$M_{1^\circ etapa} = C_{1^\circ etapa} - C_{red} \quad (91)$$

Donde,

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

$C_{1^\circ etapa}$: Carga orgánica generada durante 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 mediante la siguiente expresión:

$$M_{i-1} = M_{1^\circ etapa} \times S_1 \quad (92)$$

Donde,

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

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

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

Finalmente, la concentración del efluente de la primera etapa es obtenida mediante la ecuación señalada a continuación:

$$C_1 = \frac{M_{1^\circ etapa} \times S_1}{Q_i} \quad (93)$$

Donde,

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

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

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

Q_i : Caudal medio diario, m³/d

Los cálculos son repetidos para cada parámetro de la primera etapa. Los resultados obtenidos de las características del efluente se muestran a continuación:

Tabla 28. Dimensionamiento y Características del efluente de la primera etapa

Variable	Flujo	DQO	DBO ₅	SST	N _T
Concentración de entrada (flujo = m ³ /d) (mg/l)	72.01	1111.11	522.88	392.16	98.04
Limitante (flujo HLR m ³ / m ² .d)	0.37	350.00	150.00	150.00	30.00
Superficie mínima requerida (m ²)	194.62	228.60	251.01	188.26	235.33
Carga orgánica generada 1° etapa (g/ m ² .d)	-	210.42	99.02	74.26	18.57
Reducción 1° etapa (g/ m ² .d)	-	168.33	89.12	66.84	11.95
Masa diaria del efluente 1° etapa (g/ m ² .d)	-	42.08	9.90	7.43	6.62
Carga masiva del efluente de la 1° etapa (g/d)	-	16002.19	3765.22	2823.92	2515.66
Concentración de efluente 1° etapa (mg/l) (flujo = m ³ /d)	72.01	222.22	52.29	39.22	34.94

Paso 6: Calcular concentraciones de efluente finales (segunda etapa) y dimensionamiento de los filtros.

La segunda etapa tiene dos filtros en paralelo ($n = 2$), alternando su funcionamiento cada 3.5 días. Las dimensiones se basan en encontrar la superficie más alta que se obtenga de la segunda etapa según el paso 2 utilizando también la Tabla 24, dando un valor de 228.60 m².

Utilizando la expresión 80 se obtiene el área total de 457.21 m². Con una población de 941 habitantes equivalentes, corresponde $457.21/941 = 0.49$ m²/hab-eq, al ser menor a la requerida en la segunda etapa (0.8 m²/hab-eq) según el IWA (2017), la nueva superficie será de:

$$A_T = 753.04 \text{ m}^2$$

Entonces el área por celda final de la segunda etapa será de 376.52 m², con las siguientes dimensiones:

Longitud: 19.50 m

Ancho: 19.50 m

Las concentraciones finales son calculadas en base a los porcentajes de eliminación de la Tabla 24. Se repite el mismo procedimiento del paso 5 con las concentraciones del efluente de la primera etapa para la segunda.

Tabla 29. Dimensionamiento y Características del efluente de la segunda etapa.

Variable	Flujo	DQO	DBO ₅	SST	N _T
Concentración de entrada (flujo = m ³ /d) (mg/l)	72.01	222.2	52.3	39.2	34.9
Limitante (flujo HLR m ³ / m ² .d)	0.37	70	20	30	15
Superficie mínima requerida (m ²)	194.62	228.60	188.26	94.13	167.71
Carga orgánica generada 2° etapa (g/ m ² .d)	-	42.08	9.90	7.43	6.62
Reducción 2° etapa (g/ m ² .d)	-	31.56	7.92	5.94	6.09
Masa diaria del efluente 2° etapa (g/ m ² .d)	-	10.52	1.98	1.49	0.53
Carga masiva del efluente de la 2° etapa (g/d)	-	4000.55	753.04	564.78	200.51
Concentración de efluente 2° etapa (mg/l) (flujo = m ³ /d)	72.01	55.56	10.46	7.84	2.78

La concentración de fósforo se asume que se reduce en un 30% (valor asumido con respecto al porcentaje de remoción de P en un humedal subsuperficial de flujo vertical y el porcentaje retenido en la superficie de la parte sólida) en las dos etapas del sistema francés, siendo su concentración en el efluente final de 15.56 mg/l.

Paso 7: Especificar las características de las capas de filtro de la segunda etapa.

Los espesores de las capas del filtro de la segunda etapa serán escogidos de acuerdo con las especificaciones de sistema francés descritas en la Tabla 26.

- Resguardo: h = 0.30 m.
- Capa principal: h = 0.50 m (0,25 mm arena <d10 <0,4 mm y d60 / d10 <5)
- Capa de transición: h = 0.15 m (gravilla de 3 - 12 mm de gravilla).
- Capa de drenaje: h = 0.25 m de (gravilla de 20 - 60 mm).

Altura total del filtro: h_T = 1.20 m.

Los volúmenes del material del filtro se calculan en base a una celda inclinada de 1:1, usando los espesores establecidos y el ancho por celda. Además, se determina el volumen total correspondiente a las 2 celdas de cada capa (n = 2).

Tabla 30. Volúmenes de cada filtro obtenidos para la primera etapa.

Capas	V (m3)	V *n (m3)
Capa principal	169.32	507.97
Capa intermedia	47.26	141.78
Capa de drenaje	75.26	225.78

A continuación, se muestra en la Tabla 31 las concentraciones finales del efluente final con la normativa a cumplir:

Tabla 31. Valores de concentración del efluente del humedal subsuperficial vertical francés y los límites de vertido.

Parámetro	Concentración del afluente (mg/l)	Límite legal España DE 91/271/CEE (mg/l)	Límite legal Ecuador TULSMA, libro VI, ANEXO I, Tabla 9 (mg/l)	Concentración del efluente (mg/l)	Porcentajes de remoción obtenidos (%)
DQO	1111.11	125	200	55.56	95.00%
DBO ₅	522.88	25	100	10.46	98.00%
SST	392.16	35	130	7.84	98.00%
N _T	98.04	15	50	2.78	97.16%
P _T	22.22	2	10	15.56	30.00%

Se observa que la calidad del efluente final del humedal cumple con los requisitos de vertido, pero el fósforo es el único parámetro que está sobre el límite establecido. Por tanto, se propone colocar una celda con material adsorbente adicional después del humedal como una especie de bypass como se propuso en la alternativa 2, recibiendo parte del caudal necesario para remover el fósforo aún presente en el agua residual. El material que se plantea utilizar también es el descrito en la alternativa 2 (lodo generado de estación potabilizadora de agua).

El caudal que ingresaría a la celda de material adsorbente es:

$$Q_1 = Q_T - Q_2 \quad (94)$$

Donde,

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

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

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

El caudal del efluente del humedal es el caudal medio diario, pero el Q_2 se lo obtiene:

$$C_f = \frac{Q_1 C_1 + Q_2 C_2}{Q_T} \quad (95)$$

Donde,

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

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

C_1 : Concentración de fósforo que se espera a la salida de la celda de adsorción, mg/l

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

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

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

Se espera que la concentración de fósforo del efluente de la celda de adsorción sea de 0 mg/l y la concentración de fósforo final debe ser de 10 mg/l (límite legal establecido según normativa), pero se toma en consideración cierto margen de seguridad utilizando el valor de 9.5 mg/l . La fórmula para calcular Q_2 finalmente queda de esta forma:

$$Q_2 = \frac{C_f \times Q_T}{C_2} \quad (96)$$

Donde,

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

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

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

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

$$Q_2 = 43.98 \text{ m}^3/d$$

Entonces el caudal que ingresa a la celda de adsorción es de 28.03 m³/d.

Con la concentración de fósforo obtenida del efluente del humedal artificial de 15.56 mg/l, se obtiene la cantidad de P que se necesita para que la fase dure 5 años.

$$m_p = (Q_1 \times 365) \times C_2 \times 5 \text{ años} \quad (97)$$

Donde,

m_p : Cantidad de fósforo a ser adsorbido, g P

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

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

$$m_p = 795808.73 \text{ g P}$$

Cuando el material alcance el 80% de su capacidad máxima de adsorción (13.8 g P/kg fango) solo reducirá el 40% del fósforo respecto de su concentración inicial, en base a datos experimentales, lo que permitirá calcular cuánto volumen de fangos es necesario, tomando en cuenta que cuando llegue al 80% ya no adsorberá de forma eficiente. Por esto, para calcular esa cantidad de fango se emplea la siguiente fórmula:

$$m_L = \frac{m_p}{q_{m\acute{a}x} \times 0.80} \quad (98)$$

m_L : Cantidad de lodo necesario para adsorber, kg fango

m_p : Cantidad de fósforo a ser adsorbido, g P

$q_{m\acute{a}x}$: Capacidad máxima de adsorción del lodo, g P/ Kg fango

$$m_L = 72084.12 \text{ kg fango}$$

Con el valor de densidad aparente del material de 690 kg/m³, se calcula el volumen de fangos mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{m_L}{\rho_{aparente}} \quad (99)$$

V : Volumen de fangos necesario para adsorción, m³

m_L : Cantidad de lodo necesario para adsorber, kg fango

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

$$V = 104.47 \text{ m}^3$$

Considerando un calado útil de 0.50 m, se define su superficie:

$$S = \frac{V}{h} \quad (100)$$

Donde,

S : Superficie de la celda, m²

V : Volumen de fangos necesario para adsorción, m³

h : Altura de material adsorbente, m

$$S = 208.94 \text{ m}^2$$

Esta celda va a trabajar con flujo vertical, siendo su relación L:W = 1:1. Sus dimensiones son las siguientes:

Longitud: 14.50 m

Ancho: 14.50 m

Considerando la porosidad efectiva del material de 0.30, el volumen útil, es decir el volumen ocupado por el agua, es:

$$V_{\text{útil}} = V \times \emptyset \quad (101)$$

Donde,

$V_{\text{útil}}$: Volumen útil del material adsorbente, m³

V : Volumen de fangos necesario para adsorción, m³

\emptyset : Porosidad del fango

$$V_{\text{útil}} = 31.34 \text{ m}^3$$

A la salida del humedal, se deberá ubicar una arqueta de reparto para los dos flujos de agua, colocando una válvula que regule periódicamente el caudal que se necesita que ingrese a la celda con material de adsorción.

El sistema de tuberías instalado en la celda debe estar distribuido de manera uniforme para asegurar que el caudal de agua que ingresa al humedal se distribuya uniformemente sobre la superficie.

El sistema de alimentación por lotes se realizaría preferentemente mediante sifones, si la topografía del terreno lo permite.

Paso 8: Esquema del sistema

La vista en planta del sistema francés se muestra en la figura a continuación:

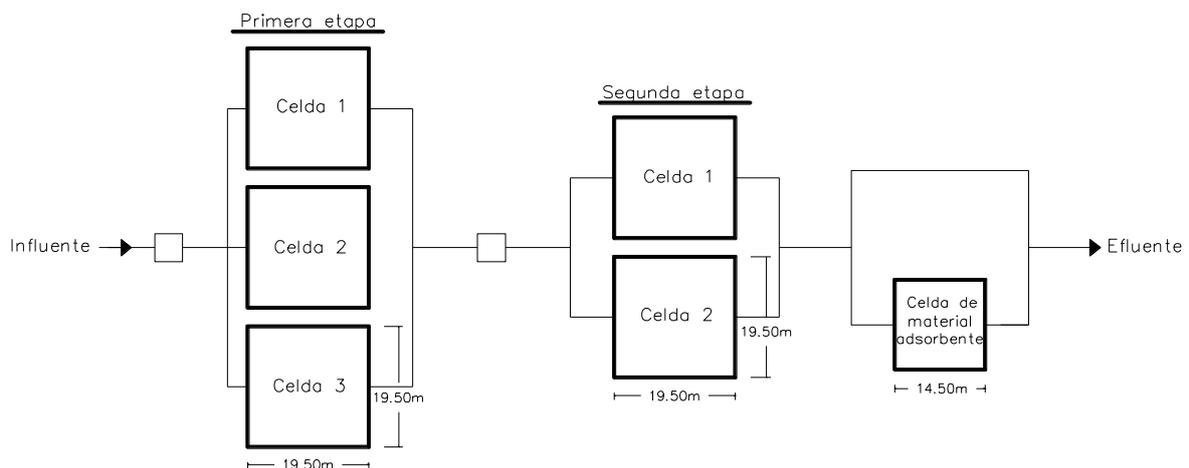


Figura 27. Representación gráfica del humedal subsuperficial vertical francés en dos etapas con la celda adicional de material adsorbente.

5.5 Selección de alternativa

A continuación, se presenta una tabla comparativa de las diferentes alternativas planteadas.

Tabla 32. Resumen de las diferentes alternativas planteadas en el presente estudio.

Variable	Alternativa		
	HAFSSH	HAFSSV	H. Fránces
Superficie requerida (m ²)	3765.22	2353.26	1901.25
Tratamiento primario	si	si	no
Era de secado	si	si	no
Dispositivos de regulación de caudal	no	Sifón de descarga controlada	Sifón de descarga controlada
Elemento adicional para eliminación de fósforo	no	si	si
Complejidad de mantenimiento	<ul style="list-style-type: none"> • Extracción de fangos primarios al menos una vez al año. • Mantenimiento de sistema de bombeo de extracción de lodos primarios. • Control del nivel de agua de salida del humedal (5-10 cm por debajo de la superficie de la grava). • Control de permeabilidad del sustrato al menos una vez al año. • Limpieza de tuberías de distribución al menos una vez al mes. • Monitoreo de vegetación del humedal (retiro de malas hiervas). Las plantas deben ser cortadas cada dos o tres años. 	<ul style="list-style-type: none"> • Extracción de fangos primarios al menos una vez al año. • Mantenimiento de sistema de bombeo de extracción de lodos primarios. • Control de permeabilidad del sustrato al menos una vez al año. • Control de la pendiente de la superficie del sustrato filtrante. • Comprobar la carga intermitente mediante la medición de altura de la celda antes y después de una carga. • Control del dispositivo de carga (sifón de descarga controlada) al menos una vez al mes. • Limpieza de tuberías de distribución al menos una vez al mes. • Monitoreo de vegetación del humedal (retiro de malas hiervas). Las plantas deben ser cortadas cada dos o tres años. 	<ul style="list-style-type: none"> • Comprobación del sistema de alimentación por lotes (carga cada 3.5 días para mantener oxigenado el filtro). • Control de permeabilidad del sustrato al menos una vez al año. • Control de altura de depósito orgánico al menos una vez al año. • Monitoreo de vegetación del humedal (retiro de malas hiervas). Las plantas deben ser cortadas cada dos o tres años. • Limpieza de tuberías de distribución al menos una vez al mes. • Monitoreo de vegetación del humedal (retiro de malas hiervas). Las plantas deben ser cortadas cada dos o tres años.

De acuerdo con los resultados de las alternativas propuestas para la depuración del agua residual de la comunidad de Charcay, se escoge la alternativa 1 para ser implementada. Conformada por un pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario, siendo éste un humedal subsuperficial de flujo horizontal.

Fue escogida principalmente por su facilidad de construcción, operación y mantenimiento, además de un ahorro en costes en cuestión a la utilización de dispositivos de regulación de caudal para alimentación del humedal con respecto a las alternativas 2 y 3, ni de la construcción de una celda adicional para la eliminación de las concentraciones de fósforo en el agua residual que no pudieron ser removidas en el efluente de estos sistemas.

Las concentraciones de los contaminantes en el efluente del humedal horizontal cumplieron la normativa vigente establecida, sin necesidad de implementar sistemas adicionales para llegar a los límites de vertido.

El sistema francés también es una alternativa viable para ser implementada al no necesitar de tratamiento primario, en este caso de tanques Imhoff, ni del sistema de eras de secado para la deshidratación de fangos primarios. El inconveniente es que a pesar de los altos porcentajes de remoción de los contaminantes con respecto a los humedales de las alternativas 1 y 2, se necesitaría también de la celda de adsorción de fósforo.

La alternativa de sistema de humedal subsuperficial horizontal era la que mayor extensión de terreno requería (3765.22 m²), con respecto a la del vertical (2353.26 m²) y al francés (1901.25 m²), pero la zona de estudio cuenta con grandes áreas disponibles para la construcción del sistema de tratamiento, sin generar impactos ambientales que puedan causar daños al ecosistema.

5.5.1 Ubicación

Según García y Corzo (2008), un sistema de humedales debe ubicarse en zonas con poca pendiente, pero que permita la circulación del agua por gravedad entre todos los elementos de la depuradora.

El GAD de Cañar no dispone de un catastro de la comunidad establecido que indique los terrenos ocupados por pobladores, pero con una socialización, es decir, una reunión con las

principales autoridades de la Junta Parroquial y algunos habitantes, se podrá efectuar su construcción mediante la expropiación de terrenos si fuera necesario, por el bien común de la comunidad.

Para la ubicación de la EDAR se utilizará la topografía del sector con una imagen satelital actualizada. El terreno donde se plantea ubicar el sistema tiene una latitud de $2^{\circ}29'39.55''S$ y longitud de $78^{\circ}59'2.65''W$, con una superficie total de 7000 m^2 (Figura 28). La población se encuentra a una elevación de 2912.67 m.s.n.m. y la estación estaría ubicada a 2765.15 m.s.n.m. , lo que facilita la circulación del flujo residual por gravedad.

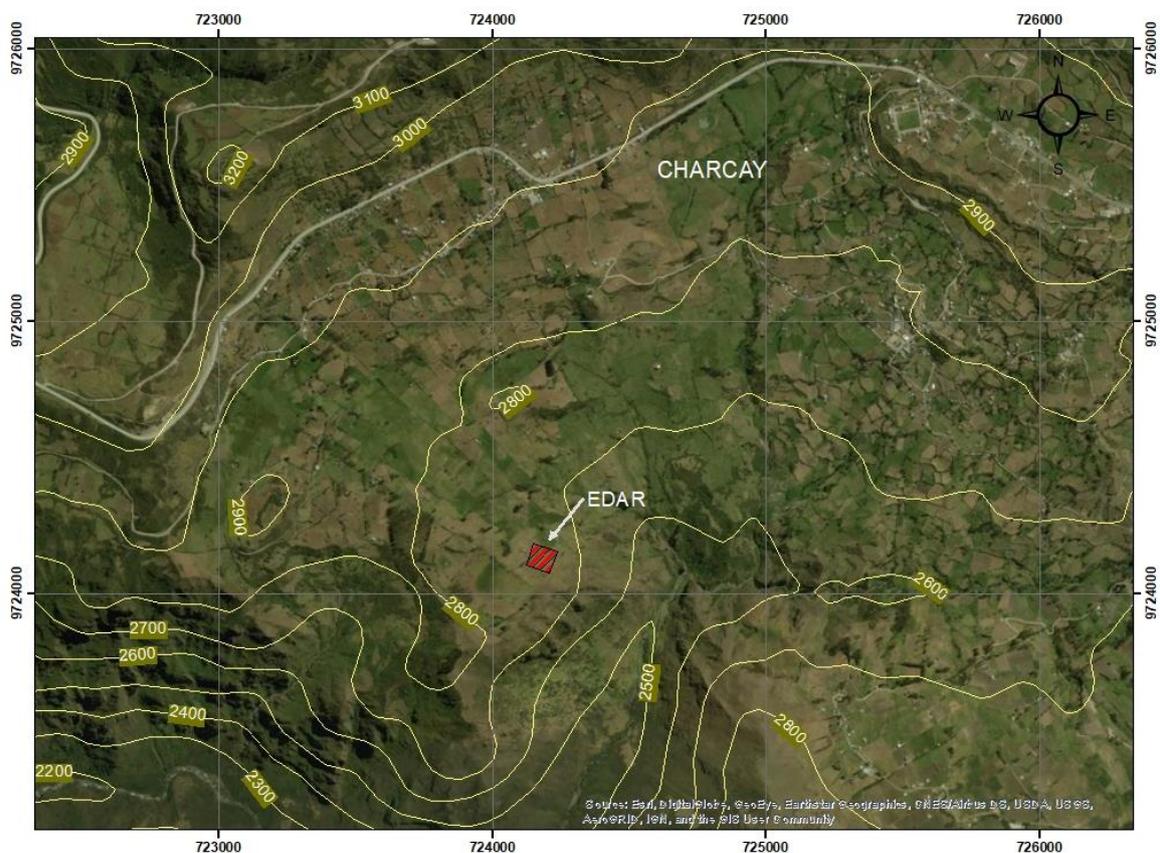


Figura 28. Ubicación geográfica del sistema de humedal artificial planteado en el estudio.

La ubicación donde se plantea implantar el humedal artificial se encuentra a una distancia de 1200 metros de la población. Es de fácil acceso, teniendo vías de tierra circundantes al terreno, por lo que facilitará su construcción y movilización.

Aprovechando el desnivel que proporciona el terreno y las grandes áreas disponibles, este sistema podrá trabajar a gravedad. El sector donde se propone ubicar la estación cuenta con

pendientes poco pronunciadas, en donde cada elemento puede colocarse en una cota diferente. Las celdas del humedal irán colocadas 4 en un mismo nivel y 4 en uno más bajo. Al final, la arqueta que recibirá el efluente depurado estará en la cota más baja del sistema, para ser llevada al río San Antonio que se encuentra muy cerca en un desnivel más abajo, el cual confluye con el Río Cañar.

5.5.2 Confinamiento

La construcción empezará con la excavación en el terreno sea esta mecánica o por otros medios, según lo que se considere. Si se necesitara rellenar para llegar a algunos niveles, es preferible sea con la misma tierra producto de la excavación. La forma geométrica del humedal será con relación 1:1 como se mencionó en el dimensionamiento.

La coronación de los taludes del confinamiento de los humedales debe ser más alta que la del terreno, o estar protegida por un bordillo, para evitar la entrada de sedimentos en el humedal cuando llueve (CEDEX, 2010).

Para facilitar el drenaje de la última capa, se construye el fondo del humedal con una pendiente del 1% hacia la salida (valor determinado en cálculos previos) como se muestra en la Figura 29, y los taludes ser construidos a 45°, controlando su estabilidad, logrando un acabado que evite desprendimientos de material en el humedal.

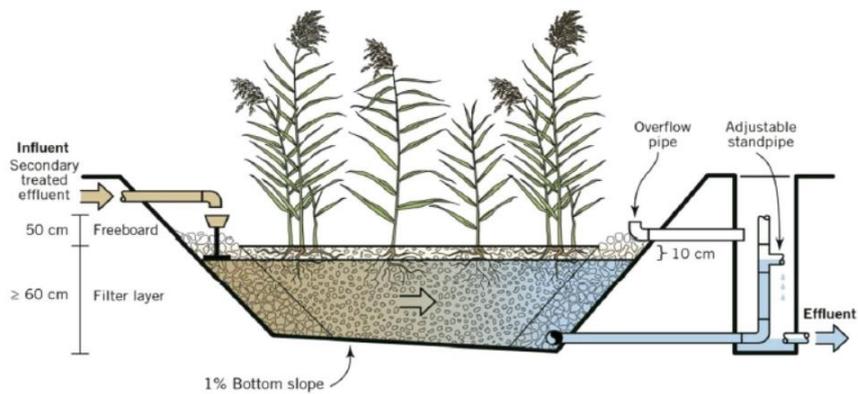


Figura 29. Esquema de un humedal de flujo subsuperficial horizontal para tratamiento secundario (IWA, 2017).

El humedal debe ser impermeabilizado para evitar infiltraciones que puedan contaminar el suelo y las aguas subterráneas. El suelo es arcilloso hasta franco arcilloso, que, con una buena compactación, podría ayudar a su impermeabilización, pero para mayor seguridad, se recomienda colocar una geomembrana en cada celda del humedal.

La instalación de las geomembranas debe ser con técnicos expertos por ser un procedimiento muy importante en su construcción. Es recomendable que las soldaduras de las láminas sean realizadas en los talleres especializados, para disminuir el número de soldaduras in situ y el nivel de seguridad sea alto. La colocación debe hacerse con el debido cuidado para evitar arrugas en las láminas y evitando las tensiones que puedan darse por los cambios de temperatura (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).



Figura 30. Colocación de geomembranas (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Además, se recubrirá estas láminas por debajo y por encima con geotextil de 150 – 300 g/cm², siendo su colocación similar a la de las geomembranas. Se recomienda que su instalación se extienda hacia fuera de las celdas para que no se acumule tierra entre este y la lámina (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).



Figura 31. Colocación del geotextil (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

El confinamiento del humedal debe ser correctamente realizado, para asegurar su funcionamiento por lo que es preferible comprobar las soldaduras entre las láminas y el anclaje de estas al terreno (CEDEX, 2010).

El anclaje de las láminas se realiza excavando una zanja a un metro de la cresta del talud de 0.30 m x 0.30 m, en donde se introducen extremos de la lámina para luego ser rellenados con material excavado, fijándose las láminas (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

5.5.3 Sistemas de distribución y recogida

Este sistema tiene como objetivo repartir el caudal equitativamente en todas las celdas del humedal por todo su ancho, para impedir que se generen caminos preferenciales, y evitar riesgos de colmatación en ciertas zonas donde el flujo circula mayormente.

Las arquetas que se encuentran después del tratamiento primario estarán divididas con respecto al número de celdas que tenga el humedal. Éstas pueden ser prefabricadas o construidas in situ. Para su colocación, se realiza excavaciones de mayor tamaño que la arqueta, para permitir su manipulación en el momento de la construcción del sistema.

La arqueta de distribución que alimenta las celdas del humedal debe tener a la salida una válvula que cierre las conducciones, cuando se realizan mantenimientos. En la arqueta existe una tubería by-pass, por donde circula el agua cuando las válvulas permanecen cerradas.

La zona de entrada constituye dos elementos: un sistema de vertido y una franja de material granular (bolos gruesos 50 a 100 mm), los cuales se encuentran dentro de la celda. Su objetivo es que el agua se reparta de forma uniforme en la cabecera de cada celda. Desde la arqueta de distribución se divide el caudal y se distribuye mediante canales abiertos hacia cada celda del humedal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008). Cuando son sistemas más grandes, se emplea el uso de vertederos o canales para distribuir el agua uniformemente por cada celda, con salidas cada 1 a 2 m (CEDEX, 2010).



Figura 32. Distribución de agua a través de canales abiertos (Hernández Crespo & Martín Monerris, 2018)

Para el sistema de drenaje, la evacuación es mediante tuberías instaladas en el fondo de una zona de bolos gruesos de 50 a 100 mm, en la zona de salida del humedal (Figura 33), donde se conectan a una tubería flexible final que se encuentra en la arqueta de evacuación del efluente. Esta tubería permite modificar el nivel de encharcamiento, manteniendo al nivel del agua siempre 5 cm por debajo de la superficie del sustrato (CEDEX, 2010).

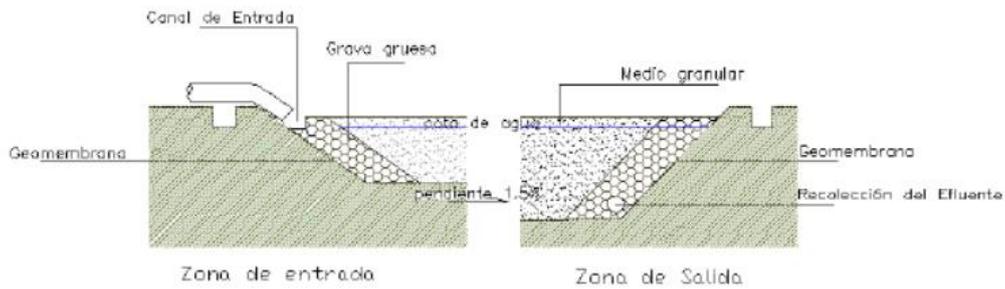


Figura 33. Zona de entrada y salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

La red de tuberías que circule por los diferentes elementos del sistema debe tener una instalación cuidadosa. El relleno posterior de las zanjas debe ser de tal forma que no permita que ningún elemento punzante perfora la tubería. Además, al ser instalada, ésta se debe cubrir de material arenoso de al menos 0.20 m.



Figura 34. Instalación de la tubería a la salida del humedal (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

5.5.4 Medio granular

El sustrato debe estar limpio, libre de finos, ser homogéneo, duro y durable, alargando de esta forma la vida útil del sistema de tratamiento. Además, permitir un buen desarrollo de plantas y biofilm (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

El sistema horizontal debe tener como medio granular arena gravosa de 8 mm, con una profundidad desde el punto medio del humedal de 0.45 m.

Su colocación deberá realizarse con cuidado para procurar no dañar las láminas impermeabilizantes puestas previamente.



Figura 35. Colocación del material granular en el interior del humedal (Salas Rodríguez, 2017).

5.5.5 Vegetación

Posterior a la puesta del sustrato y del sistema de distribución, se coloca la vegetación. Su implantación es importante para obtener buenos resultados de depuración de aguas residuales.

Debe estudiarse la vegetación de humedales más próximos para conocer si sus condiciones ambientales son similares a las de la zona de estudio. Además, si las especies autóctonas admiten un nuevo humedal y en qué condiciones (Seoáñez Calvo, 1999).

Seoáñez C. (1999) menciona también los factores condicionantes básicos para la selección de especies:

- Factores fitogeográficos y edáficos
- Factores climáticos
- Factores biológicos
- Características de los aportes de aguas residuales

Para humedales artificiales subsuperficiales se recomienda la especie vegetal más ampliamente utilizada que es el carrizo común (*Phragmites australis* sp.) (Figura 36), distribuyéndolo por toda la superficie del humedal con el espesor determinado.



Figura 36. Especie vegetal *Phragmites australis* (Salas Rodríguez, 2017).

La plantación es lo más habitual cuando se requiere ganar tiempo, en el cual la especie puede proceder de plantas en viveros o por multiplicación vegetativa a partir de rizomas, siendo este el método más usado, pero a la vez el más costoso. Estos tallos son cortados en varios fragmentos que deben incluir tres entrenudos como mínimo, para ser plantados en el sustrato. También, se pueden utilizar trozos de tallo introduciendo el extremo inferior en el sustrato (CEDEX, 2010).

Según el “Manual para la implantación de Sistemas de Depuración para poblaciones pequeñas” publicado por CEDEX (2010), la densidad de plantación es de 4 a 6 unidades/m², consiguiendo la cobertura total en un año aproximadamente.



Figura 37. Plantación de rizomas en el interior del humedal (Salas Rodríguez, 2017).

6. RECOMENDACIONES

Es importante tomar en cuenta que, para la implantación de sistemas de humedales artificiales para pequeñas comunidades, se tengan disponibles grandes extensiones de terreno para su implantación, además de contar con una topografía que facilite al sistema trabajar por gravedad.

La reducción de sólidos suspendidos en el pretratamiento y en el tratamiento primario permiten que estos ingresen en menor cantidad al sistema de humedales, evitando la colmatación del lecho de filtración en el humedal artificial durante su ejecución y prolongando así, su tiempo de vida útil. Además, por esto es importante que el tratamiento primario este dimensionado con cierta holgura para asegurar una buena sedimentación.

La profundidad total del tanque Imhoff se recomienda que sea menor a 5 m, para evitar elevados costos de excavación en su construcción. Es preferible sobredimensionar el canal de decantación, obteniendo una mejor remoción de sólidos porque eleva los tiempos de retención; esto permite disponer del volumen necesario para almacenamiento de fangos con una profundidad del tanque menor.

En sistemas de redes unitarias, es recomendable disponer de un aliviadero a la entrada del canal de desbaste, para desviar el exceso de agua y evitar la sobrecarga de caudal en las instalaciones posteriores.

Para una buena distribución del flujo de agua residual en humedales subsuperficiales, es recomendable disponer de un sistema de distribución que asegure la distribución del agua de forma uniforme en el caso de los horizontales, a lo largo de su ancho y de los verticales, sobre toda la superficie del humedal. Evitando, además, caminos preferenciales del flujo.

7. CONCLUSIONES

Los sistemas de depuración de aguas residuales basados en humedales artificiales son una alternativa viable para el tratamiento de las aguas residuales en la comunidad de Charcay, debido a su buena integración en el medio natural, sencillez constructiva, facilidad de operación y mantenimiento en esta comuna rural.

En las tres alternativas planteadas para depurar las aguas residuales de la comunidad de Charcay con una proyección de 25 años (período de diseño), se obtienen efluentes depurados que mejoran la calidad del agua y cumplen con la norma vigente en Ecuador para vertidos a cuerpos de agua dulce, y en caso de que la legislación se endurezca con respecto a la concentración de DBO_5 en vertidos, se ha considerado en el diseño el valor de este parámetro con respecto a la normativa española, ayudando además, a proteger mejor el medio natural de la comunidad.

Al tomar como límite de vertido la $DBO_5 = 25 \text{ mg/l}$ de la normativa vigente española, se garantiza el buen funcionamiento en la fase de filtración en humedales y en la fase de adsorción de fósforo de las alternativas 2 y 3. Eliminando de esta manera, una gran parte de DBO_5 y sólidos suspendidos en la primera fase (pretratamiento y tratamiento primario) y en el sistema de humedales.

Los humedales artificiales subsuperficiales de flujo vertical y su variante "sistema francés" (alternativa 2 y 3) son más eficientes para la eliminación de concentraciones elevadas de nitrógeno en el agua residual, pero con una baja respuesta en cuanto a la remoción de la concentración de fósforo.

El sistema de humedal vertical francés es el que obtuvo mayores porcentajes de remoción de contaminantes que el horizontal y el vertical, y con una superficie menor que los sistemas horizontales. Además, de la sencillez de su tratamiento al no necesitar de tratamiento primario, ni de gestión de lodos primarios. Pero, con la particularidad de que la operación y mantenimiento resultan más complejos frente a las otras alternativas planteadas, por la utilización de dispositivos de regulación de caudal como sifones de descarga controlada para

su alimentación, asimismo la necesidad de implantar una celda adicional con material adsorbente para eliminar el fósforo, tal como se usó en el humedal de flujo vertical.

El material adsorbente, para remover las concentraciones de fósforo aún presentes en el agua residual que no cumplen con los requisitos de vertido establecidos, fue escogido porque además de presentar una buena capacidad máxima de adsorción, es aprovechado un residuo generado, el cual muchas veces su destino final es el vertedero.

Con el diseño del sistema de humedal artificial subsuperficial de flujo horizontal elegido, el cual resulta de mayor ventaja frente a los otros sistemas planteados en el estudio, se pretende mejorar la gestión de los vertidos de aguas residuales en la comunidad de Charcay, cuyas concentraciones del efluente cumplen con la normativa actual en Ecuador.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Argudo Sarmiento, P. (2015). PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL. (G. A. DESCENTRALIZADO, Ed.) Cañar, Ecuador: Consorcio Argudo & Calle.
- Asensi Dasí, E. (2018). Tratamiento físicos y químicos de fangos. Valencia, Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Castañeda Sarmiento, L. (2017). Revisión de nuevos criterios para el diseño, operación de humedales artificiales para el tratamiento de agua residual doméstica. *Bioresource Technology* (págs. 1-3). Lima: ELSEVIER.
- CEDEX. (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones. España: Ministerios de Fomento, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Natural y Marino y Centro de Estudios y experimentación de obras públicas.
- CENTA. (2007). Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales. En J. Salas Rodríguez, J. Pidre Bocado, L. Sánchez Fernández, & I. d. Andalucía (Ed.). Andalucía: Coria Gráfica. ISBN 13: 978-84-611-6885-9
- CENTA. (2008). Manual de depuración de aguas residuales urbanas. *Monográficos agua en centroamérica*. Alianza por el Agua.
- Ferrer Polo, J., & Seco Torrecillas, A. (2007). *Tratamientos Físicos y Químicos de Aguas Residuales*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente.
- García Serrano, J., & Corzo Hernández, A. (2008). *Depuración con Humedales Construidos*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Hernández Crespo, C., & Martín Monerri, M. (2018). Humedales Artificiales en el Tratamiento de Aguas. Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (1992). Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores

a 1000 habitantes. *Código de Práctica Ecuatoriano CPE INEN 5, Parte 9-1, Primera Edición.*

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (1997). Código de práctica para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural. *Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN 5, Parte 9.2, Primera Edición.*

Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional del Ecuador. (2019). *Instituto Geofísico - EPN*. Obtenido de Red de Observatorios Vulcanológicos (ROVIG): <https://www.igepn.edu.ec/red-de-observatorios-vulcanologicos-rovig>

Instituto Nacional de Estadística y Censos. (2010). *Base de Datos-Censo de Población y Vivienda 2010*. Obtenido de INEC: <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/>

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. (2014). *Biblioteca INAMHI*. Obtenido de INAMHI: <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/biblioteca/>

IWA. (2017). Biological wastewater treatment series. En G. Dotro, G. Langergraber, P. Molle, J. Nivala, J. Puigagut, O. Stein, & M. Von Sperling. Chennai, India: IWA Publishing, Alliance House, 12 Caxton Street, London SW1H 0QS, UK. doi:10.2166/9781780408774, ISBN: 9781780408774 (ebook)

Martín García, I., Betancort Rodríguez, J. R., Salas Rodríguez, J. J., Peñate Suárez, B., Pidre Bocado, J. R., & Sardón Martín, N. (Abril de 2006). Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población. *Mejora de la calidad de los efluentes, Primera*. CENTA, ITC.

Mena Sanz, J. (2008). Depuración de aguas residuales con humedales artificiales: Ventajas de los sistemas híbridos. *Congreso Nacional del Medio Ambiente. Cumbre del Desarrollo Sostenible* (págs. 4-7). Madrid: Alquimia Soluciones Ambientales.

- Metcalf & Eddy. (2003). *Wastewater Engineering. Treatment and Reuse* (Fourth ed.). New York, United States of America: Tata McGRAW-HILL Company. ISBN: 0-07-049539-4
- 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)*. Trabajo Fin de Máster, Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Valencia.
- Organización Panamericana de la Salud. (2005). Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques imhoff y lagunas de estabilización. *OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR*. Lima.
- Organización Panamericana de la Salud. (2005). Guía para la operación y mantenimiento de tanques sépticos, tanques imhoff y lagunas de estabilización. *OPS/CEPIS/05.168 UNATSABAR*. Lima.
- Organización Panamericana de la Salud. (2005). Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado. *OPS, CEPIS, UNATSABAR*, . Lima, Perú: Organización Panamericana de la Salud.
- Peña Varón, M., Van Ginneken, M., & Madera P., C. (2014). *Humedales de Flujo Subsuperficial: Una Alternativa Natural para el Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Zonas Tropicales*.
- Pourrut, P., Róvere, O., Romo, I., & Villacrés, H. (sin fecha). Clima del Ecuador. *Artículo III*.
- Salas Rodríguez, J. (2017). Humedales Artificiales: Diseño y Construcción. *Jornada Técnica: Diseño, construcción y explotación de humedales artificiales en pequeños municipios*.
- Seoánez Calvo, M. (1999). *Aguas residuales: Tratamiento por humedales artificiales*. Madrid, España: Ediciones Mundi-Prensa. ISBN: 84-7114-821-8