



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dpto. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

Diseño de una estación de depuración de aguas  
residuales, basada en la utilización de humedales  
artificiales en Luz de América, Santo Domingo Ecuador

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

AUTOR/A: Intriago Zambrano, Adrian

Tutor/a: Martín Monerris, Miguel

Cotutor/a: Hernández Crespo, Carmen

CURSO ACADÉMICO: 2023/2024

Trabajo Fin de Máster

*DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DE DEPURACIÓN DE  
AGUAS RESIDUALES, BASADA EN LA  
UTILIZACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES  
EN LUZ DE AMÉRICA-SANTO DOMINGO-  
ECUADOR.*

**Intensificación:** *TRATAMIENTOS DE AGUAS*

**Autor:**

*CARLOS ADRIÁN INTRIAGO ZAMBRANO*

**Tutor:**

*DR. MIGUEL MARTIN MONERRIS*

**Cotutor/es:**

*DRA. CARMEN HERNANDEZ CRESPO*

**MES, AÑO:**

*JUNIO, 2024*



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería  
hidráulica y medio ambiente  
**mihma**

## Datos del proyecto

**Título del TFM en español:** DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES, BASADA EN LA UTILIZACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES EN LUZ DE AMÉRICA, SANTO DOMINGO ECUADOR

**Título del TFM en inglés:** DESIGN OF A WASTEWATER TREATMENT STATION BASED ON THE USE OF ARTIFICIAL WETLANDS IN LUZ DE AMÉRICA, SANTO DOMINGO, ECUADOR

**TÍTULO DEL TFM EN VALENCIANO:** DISSENY D'UNA ESTACIÓ DEPURADORA D'AIGÜES RESIDUALS BASADA EN LA UTILITZACIÓ D'AIGUAMOLLS ARTIFICIALS EN LLUM D'AMÈRICA, SANTO DOMINGO, L'EQUADOR

**Alumno:** CARLOS ADRIÁN INTRIAGO ZAMBRANO

**Tutor:** DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

**Fecha de Lectura:** SEPTIEMBRE, 2023

## Resumen

La contaminación de aguas superficiales, así como las aguas subterráneas, con el paso de los años han generado una creciente necesidad de una mejora en la gestión y un mayor énfasis en la recuperación de esta en su paso por los procesos productivos inherentes al progreso de la humanidad.

Es por esto por lo que se lleva a cabo diversos mecanismos de tratamientos, con la finalidad de recuperar la mayor parte de las aguas utilizadas por el ser humano, para que luego de ser devueltas al medio natural sean de carácter inocuo para las especies que conforman los ecosistemas naturales acuáticos. Ecuador el país con la mayor biodiversidad del mundo, ha puesto mucho de sus esfuerzos en cuanto a la aplicación de legislación para proteger a la naturaleza y a su estabilidad ecosistémica de cualquier adversidad ligada el avance social y económico de su pueblo. En relación a esta conservación, uno de los campos de actuación ha sido la recuperación de aguas residuales mediante tratamientos convencionales, la mayoría de sus poblados grandes tienen un tratamiento convencional del agua residual, sin embargo en muchas de sus provincias, algunos de los pueblos rurales no cuentan con un correcto sistema de tratamiento de aguas residuales, siendo Santo Domingo de Los Tsáchilas una de estas provincias con carencia de una planta de tratamiento de aguas residuales, sobre todo en sus parroquias rurales, como por ejemplo en Luz de

América.

Luz de América es una parroquia ubicada en la provincia de Santo Domingo, Ecuador. La parroquia cuenta con una extensión en su cabecera parroquial de 310,30 km<sup>2</sup>. Además, la parroquia cuenta con 9033 habitantes en toda su extensión, de los cuales según el censo realizado en el 2010 por parte del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos del gobierno ecuatoriano (INEC), 1836 se encuentran concentrados en el centro poblado urbano de la parroquia (cabecera parroquial), ocupando esta un 21% de la totalidad de su población. La economía de la parroquia gira alrededor de dos sectores, la agricultura, que es la principal actividad en el territorio y luego en la cabecera parroquial el comercio y los servicios al transporte son el segundo sector de generación de empleo.

La cabecera parroquial Luz de América, en la actualidad utiliza un sistema de agua potable construido por el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (IEOS) del año 1986. Para el 2001, la cobertura del servicio de agua potable es de aproximadamente del 55% del centro poblado, mientras que el 33% se provee de pozo y el 11% de río - vertiente. El suministro irregular permite abastecerse pasando un día y en el lapso de 8 horas.

El tipo de aguas residuales provenientes de esta localidad está en su mayoría corresponde a agua residual de tipo urbana y en menor medida a agua residual de origen agrícola o ganadera, y en mucha menos medida a agua residual proveniente de industria (que en su mayoría está caracterizada por actividades de lavado de autos y lubricadoras).

En el año de 1.983 se construyó el sistema de alcantarillado sanitario, que presta su servicio para el 40% de la población, de la cabecera parroquial, descargando las aguas servidas directamente al río Pupipe, sin ningún tipo de tratamiento. Para el año 2001 del total de las 418 viviendas, el 40% descarga las aguas servidas por medio de la red pública, un 16% mediante pozo ciego, 37 % utiliza pozo séptico. Si bien se tuvo prevista la construcción de lagunas de oxidación (mismas que no han sido adecuadamente diseñadas), se debe observar que finalmente el 100% de las descargas no son tratadas y por tanto son una fuente de contaminación ambiental.

Si a este análisis se contrasta que el 44% de la provisión de agua de los hogares de cabecera cantonal utiliza fuentes naturales, se debe considerar que las descargas no tratadas representan una potencial contaminación del 44% de la fuente de provisión de agua urbana.

En base a las condiciones actuales de la cabecera parroquial se pretende diseñar una estación de depuración de aguas residuales basada en la utilización de humedales artificiales, para el agua proveniente

de la població que vive en el centre poblado de la parroquia, con el diseno de esta estació depuradora se pretende tratar al menos un 20 % de las aguas residuales producidas por la població del centro poblado de la parroquia.

Se ha elegido aplicar un diseno que contemple la utilizació de humedales artificiales, puesto que dentro de lo que cabe en los proyectos de desarrollo que se han propuesto para la parroquia, se han implementado piscinas de oxidación para el tratamiento de las aguas residuales urbanas, mismas que no han sido de utilidad, dado que no se ha realizado un correcto diseno.

Bajo estas consideraciones surge la necesidad de implementar un nuevo sistema de tratamiento, que, por las características del terreno del lugar, así como las características organolépticas de las aguas residuales, conviene la implementación de un humedal artificial para el tratamiento biológico de las ARU, por otro lado, cabe destacar que se pretende utilizar vegetación procedente de los campos colindantes al centro poblado urbano. Esto con la finalidad de aprovechar la poda de estas una vez se requiera, como alimento para el ganado o para compostaje según lo determine la autoridad pertinente.

#### **En valenciano (máximo 5000 caracteres)**

La contaminació d'aigües superficials, així com les aigües subterrànies, amb el pas dels anys han generat una creixent necessitat d'una millora en la gestió i un major èmfasi en la recuperació d'esta en el seu pas pels processos productius inherents al progrés de la humanitat.

És per això que es duu a terme diversos mecanismes de tractaments, amb la finalitat de recuperar la major part de les aigües utilitzades per l'ésser humà, perquè després de ser retornades al medi natural siguen de caràcter innocu per a les espècies que conformen els ecosistemes naturals aquàtics. L'Equador el país amb la major biodiversitat del món, ha posat molt dels seus esforços quant a l'aplicació de legislació per a protegir la naturalesa i a la seua estabilitat ecosistèmica de qualsevol adversitat lligada l'avanç social i econòmic del seu poble. En relació a esta conservació, un dels camps d'actuació ha sigut la recuperació d'aigües residuals mitjançant tractaments convencionals, la majoria dels seus poblats grans tenen un tractament convencional de l'aigua residual, no obstant això en moltes de les seues províncies, alguns dels pobles rurals no compten amb un correcte sistema de tractament d'aigües residuals, sent Santo Domingo dels \*Tsáchilas una d'estes províncies amb manca d'una planta de tractament d'aigües residuals, sobretot en les seues parròquies rurals, com per exemple en Llum d'Amèrica.

Llum d'Amèrica és una parròquia situada a la província de Santo Domingo, l'Equador. La parròquia

compta amb una extensió en la seua capçalera parroquial de 310,30 km<sup>2</sup>. A més, la parròquia compta amb 9033 habitants en tota la seua extensió, dels quals segons el cens realitzat en el 2010 per part de l'Institut Nacional d'Estadístiques i Censos del govern equatorià (\*INEC), 1836 es troben concentrats en el centre poblat urbà de la parròquia (capçalera parroquial), ocupant esta un 21% de la totalitat de la seua població. L'economia de la parròquia gira al voltant de dos sectors, l'agricultura, que és la principal activitat en el territori i després en la capçalera parroquial el comerç i els servicis al transport són el segon sector de generació d'ocupació.

La capçalera parroquial Llum d'Amèrica, en l'actualitat utilitza un sistema d'aigua potable construït per l'Institut Equatorià d'Obres Sanitàries (\*IEOS) de l'any 1986. Per al 2001, la cobertura del servici d'aigua potable és d'aproximadament del 55% del centre poblat, mentre que el 33% es proveïx de pou i l'11% de riu - vessant. El subministrament irregular permet proveir-se passant un dia i en el lapse de 8 hores.

El tipus d'aigües residuals provinents d'esta localitat està en la seua majoria correspon a aigua residual de tipus urbana i en menor mesura a aigua residual d'origen agrícola o ramadera, i en molta menys mesurada a aigua residual provinent d'indústria (que en la seua majoria està caracteritzada per activitats de rentada d'actuacions i \*lubricadoras).

L'any de 1.983 es va construir el sistema de clavegueram sanitari, que presta el seu servici per al 40% de la població, de la capçalera parroquial, descarregant les aigües servides directament al riu \*Pupipe, sense cap mena de tractament. Per a l'any 2001 del total dels 418 habitatges, el 40% descàrrega les aigües servides per mitjà de la xarxa pública, un 16% mitjançant pou cec, 37% utilitza pou sèptic. Si bé es va tindre prevista la construcció de llacunes d'oxidació (mateixes que no han sigut adequadament dissenyades), s'ha d'observar que finalment el 100% de les descàrregues no són tractades i per tant són una font de contaminació ambiental.

Si a esta anàlisi es contrasta que el 44% de la provisió d'aigua de les llars de capçalera cantonal utilitza fonts naturals, s'ha de considerar que les descàrregues no tractades representen una potencial contaminació del 44% de la font de provisió d'aigua urbana.

Sobre la base de les condicions actuals de la capçalera parroquial es pretén dissenyar una estació de depuració d'aigües residuals basada en la utilització d'aiguamolls artificials, per a l'aigua provinent de la població que viu en el centre poblat de la parròquia, amb el disseny d'esta estació depuradora es pretén tractar almenys un 20% de les aigües residuals produïdes per la població del centre poblat de la parròquia.

S'ha triat aplicar un disseny que contemple la utilització d'aiguamolls artificials, ja que dins del que cap en

els projectes de desenvolupament que s'han proposat per a la parròquia, s'han implementat piscines d'oxidació per al tractament de les aigües residuals urbanes, mateixes que no han sigut d'utilitat, atés que no s'ha realitzat un correcte disseny.

Sota estes consideracions sorgix la necessitat d'implementar un nou sistema de tractament, que, per les característiques del terreny del lloc, així com les característiques organolèptiques de les aigües residuals, convé la implementació d'un aiguamoll artificial per al tractament biològic de les \*ARU, d'altra banda, cal destacar que es pretén utilitzar vegetació procedent dels camps confrontants al centre poblat urbà. Això amb la finalitat d'aprofitar la poda d'estes una vegada es requerisca, com a aliment per al bestiar o per a compostatge segons ho determine l'autoritat pertinent.

### **En inglés (máximo 5000 caracteres)**

Over the years, the pollution of surface waters, as well as groundwater, has generated a growing need for improved management and greater emphasis on its recovery as it passes through the productive processes inherent in human progress.

This is why various treatment mechanisms are carried out, with the aim of recovering most of the water used by human beings, so that after being returned to the natural environment they are of a harmless character for the species that make up the natural aquatic ecosystems. Ecuador, the country with the greatest biodiversity in the world, has put a lot of effort into implementing legislation to protect nature and its ecosystem stability from any adversity linked to the social and economic advancement of its people. In relation to this conservation, one of the fields of action has been the recovery of wastewater through conventional treatment, most of its large towns have conventional wastewater treatment, however, in many of its provinces, some of the rural towns do not have a proper wastewater treatment system, being Santo Domingo de Los Tsáchilas one of these provinces lacking a wastewater treatment plant, especially in its rural parishes, such as Luz de América.

Luz de América is a parish in the province of Santo Domingo, Ecuador. The parish has an area of 310. 30 km<sup>2</sup>. In addition, the parish has 9033 inhabitants throughout its extension, of whom, according to the census carried out in 2010 by the Ecuadorian Government's National Institute of Statistics and Censuses (INEC), 1836 are concentrated in the urban center of the parish (parish head), occupying 21% of its total population. The economy of the parish revolves around two sectors, agriculture, which is the main activity in the territory and then at the head of the parish trade and transport services are the second sector generating employment.

The Luz de América parish headquarter currently uses a drinking water system built by the Ecuadorian Institute of Sanitary Works (IEOS) in 1986. In 2001, approximately 55 per cent of the town was covered by drinking water, 33 per cent by wells and 11 per cent by rivers. The irregular supply allows to be replenished within a day and within 8 hours.

The type of wastewater coming from this locality is mostly urban wastewater and to a lesser extent agricultural or livestock wastewater, and to a much lesser extent industrial wastewater (which is mostly characterized by car washing and lubricating activities).

In 1983, the sanitary sewerage system was built, serving 40 per cent of the population, from the head of the parish, discharging the sewage directly into the Pupipe River, without any treatment. In 2001, 40 per cent of the 418 households discharged their waste water through the public network, 16 per cent through a blind well and 37 per cent through a septic well. Although it was planned to build oxidation ponds (the same ones that have not been properly designed), it should be noted that in the end 100% of discharges are not treated and are therefore a source of environmental pollution.

If this analysis is contrasted with the fact that 44 per cent of the water supply of cantonal households uses natural sources, it must be considered that untreated discharges represent a potential contamination of 44 per cent of the urban water supply source.

Based on the current conditions of the parish head office, it is intended to design a wastewater treatment plant based on the use of artificial wetlands, for the water coming from the population living in the village center of the parish, with the design of this treatment plant is intended to treat at least 20% of the wastewater produced by the population of the village center of the parish.

It has been chosen to apply a design that contemplates the use of artificial wetlands, since, within the scope of the development projects that have been proposed for the parish, oxidation pools have been implemented for the treatment of urban wastewater, which have not been useful, since a proper design has not been carried out.

Under these considerations, there is a need to implement a new treatment system, which, due to the characteristics of the site's terrain, as well as the organoleptic characteristics of the wastewater, makes it advisable to implement an artificial wetland for the treatment of wastewater.

**Palabras clave español (máximo 5):** AGUA RESIDUAL, HUMEDAL ARTIFICIAL, ECUADOR, BIODIVERSIDAD, MEDIO AMBIENTE



**Palabras clave valenciano (máximo 5):** AIGUA RESIDUAL, AIGUAMOLL ARTIFICIAL, L'Equador, BIODIVERSITAT, MEDI AMBIENT

**Palabras clave inglés (máximo 5):** WASTEWATER, CONSTRUCTED WETLAND, ECUADOR, BIODIVERSITY, ENVIRONMENT.



## ÍNDICE GENERAL.

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>2. OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1 Objetivo general .....</b>	<b>3</b>
<b>2.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>3</b>
<b>3. CONCEPTOS PREVIOS .....</b>	<b>4</b>
<b>3.1 Aguas residuales urbanas. ....</b>	<b>4</b>
<b>3.1.1 Clasificación de las aguas residuales.....</b>	<b>4</b>
<b>3.1.2 Características de las aguas residuales.....</b>	<b>5</b>
<b>3.1.2.1 Características físicas.....</b>	<b>5</b>
<b>3.1.2.2 Características Químicas.....</b>	<b>6</b>
<b>3.1.2.3 Características Biológicas.....</b>	<b>6</b>
<b>3.2 Tratamiento de aguas residuales.....</b>	<b>6</b>
<b>3.2.1 Línea de Agua. ....</b>	<b>7</b>
<b>3.2.1.1 Pretratamiento.....</b>	<b>8</b>
<b>3.2.1.2 Tratamiento Primario.....</b>	<b>8</b>
<b>3.2.1.3 Tratamiento Secundario.....</b>	<b>10</b>
<b>3.2.1.4 Tratamiento Terciario.....</b>	<b>11</b>
<b>3.2.2 Línea de Fangos.....</b>	<b>11</b>
<b>3.2.3 Humedales artificiales.....</b>	<b>13</b>
<b>3.2.3.1 Definición. ....</b>	<b>13</b>
<b>3.2.3.2 Clasificación.....</b>	<b>14</b>
<b>3.2.3.2.1 Humedales de flujo superficial (HAFS). ....</b>	<b>14</b>
<b>3.2.3.2.2 Humedales de flujo subsuperficial (HAFSs).....</b>	<b>15</b>
<b>3.2.3.2.2.1 Humedales de flujo subsuperficial horizontal (HAFSsH) .....</b>	<b>15</b>
<b>3.2.3.2.2.2 Humedales de flujo subsuperficial Vertical (HAFSsV). ....</b>	<b>16</b>
<b>3.2.3.2.2.3 Humedales de flujo subsuperficial Vertical “Sistema Francés” (HAFSsV“SF”).....</b>	<b>17</b>
<b>3.2.3.3 Aplicaciones. ....</b>	<b>20</b>
<b>3.2.3.4 Mecanismos de eliminación de contaminantes. ....</b>	<b>22</b>
<b>3.2.3.4.1 Remoción de sólidos suspendidos (SS). ....</b>	<b>23</b>
<b>3.2.3.4.2 Remoción de materia orgánica. ....</b>	<b>24</b>
<b>3.2.3.4.3 Remoción de nitrógeno. ....</b>	<b>26</b>
<b>3.2.3.4.4 Remoción de fósforo.....</b>	<b>27</b>



3.2.3.4.5	Remoción de patógenos. ....	28
3.2.3.4.6	Remoción de otros contaminantes. ....	29
3.2.3.5	Construcción. ....	29
3.2.3.5.1	Establecimiento de una plataforma de trabajo. ....	30
3.2.3.5.2	Excavación y movimiento de tierras. ....	31
3.2.3.5.3	Nivelación y compactación de las celdas. ....	33
3.2.3.5.4	Sistema de distribución y recogida. ....	33
3.2.3.5.5	Sistema de impermeabilización. ....	35
3.2.3.5.6	Medio granular. ....	37
3.2.3.5.7	Vegetación utilizada. ....	39
3.2.3.6	Consideraciones Operativas. ....	42
3.2.3.6.1	Puesta en marcha. ....	42
3.2.3.6.2	Operación y mantenimiento. ....	42
3.2.3.7	Ventajas y desventajas. ....	45
3.2.3.7.1	Ventajas. ....	45
3.2.3.7.2	Desventajas. ....	46
4.	MARCO LEGISLATIVO. ....	47
4.1	Legislación Ecuatoriana. ....	47
4.2	Legislación Española. ....	50
5.	CASO DE ESTUDIO. ....	53
5.1	Datos Generales. ....	53
5.1.1	Ubicación Geográfica. ....	53
5.1.2	Relieve y Geomorfología. ....	56
5.1.3	Suelos. ....	57
5.1.4	Hidrografía. ....	58
5.1.5	Agua Potable. ....	59
5.1.6	Sanearamiento y Alcantarillado. ....	60
5.1.6.1	Sistema de alcantarillado. ....	60
5.1.7	Clima. ....	61
5.1.8	Socioeconomía. ....	62
5.1.9	Demografía. ....	64
5.2	Población. ....	65
5.2.1	Población actual. ....	65



5.2.2	Población de diseño o futura. ....	66
5.3	Determinación de caudales. ....	68
5.3.1	Dotación. ....	68
5.3.1.1	Dotación actual. ....	69
5.3.1.2	Dotación futura. ....	70
5.3.2	Caudal medio diario de agua potable. ....	71
5.3.3	Caudal medio diario de agua residual. ....	72
5.3.4	Caudal medio horario de agua residual. ....	73
5.3.5	Caudal punta diario de agua residual. ....	73
5.3.6	Caudal punta horario de agua residual. ....	74
5.3.7	Caudal máximo diario de agua residual. ....	75
5.3.8	Caudal máximo instantáneo de agua residual. ....	76
5.3.9	Caudal mínimo diario de agua residual. ....	76
5.4	Caracterización del agua residual. ....	77
5.4.1	Determinación de las concentraciones de los parámetros del agua residual. ....	78
5.5	Diseño de la EDAR. ....	80
5.5.1	Diseño del pretratamiento. ....	81
5.5.1.1	Aliviadero lateral. ....	81
5.5.1.2	Canal de desbaste. ....	84
5.5.1.2.1	Rejas gruesas. ....	84
5.5.1.2.2	Rejas finas. ....	88
5.5.1.2.3	Volumen de sólidos retenidos en las rejjas. ....	90
5.5.1.2.3.1	Volumen de sólidos retenidos en las rejjas. ....	91
5.5.1.2.3.2	Volumen de sólidos retenidos en las rejjas gruesas. ....	92
5.5.1.2.3.3	Volumen de sólidos retenidos en las rejjas finas. ....	92
5.5.1.2.4	Pérdida de carga. ....	93
5.5.1.2.4.1	Pérdida de carga de rejjas gruesas. ....	94
5.5.1.2.4.2	Pérdida de carga de rejjas finas. ....	95
5.5.1.2.4.3	Pérdida de carga de total. ....	95
5.5.1.3	Desarenador. ....	96
5.5.2	Diseño del tratamiento primario. ....	99
5.5.2.1	Tanque Imhoff. ....	99
5.5.2.1.1	Zona de decantación. ....	100



5.5.2.1.2	Zona de digestión.....	106
5.5.2.2	Gestión de los lodos.....	112
5.5.2.2.1	Eras de secado.....	112
5.5.3	Diseño del tratamiento secundario.....	115
5.5.3.1	Alternativa 1: Humedal de artificial de flujo subsuperficial horizontal (HAFSSH).....	116
5.5.3.1.1	Dimensionamiento biológico.....	116
5.5.3.1.2	Dimensionamiento hidráulico.....	119
5.5.3.2	Alternativa 2: Humedal de artificial de flujo subsuperficial vertical (HAFSSV). 130	
5.5.3.2.1	Dimensionamiento del humedal artificial de flujo subsuperficial vertical, considerando un sustrato de arena gruesa (2-3 mm).....	136
5.5.3.3	Alternativa 3: Humedal de artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés” (HAFSSV “SF”).....	142
5.5.3.3.1	Dimensionamiento de la primera etapa del HAFSSV“SF”.....	145
5.5.3.3.2	Dimensionamiento de la segunda etapa del HAFSSV“SF”.....	152
5.5.4	Sistema de ensilaje.....	159
5.5.4.1	Cosecha y picado del material vegetal.....	159
5.5.4.2	Llenado del silo.....	159
5.5.4.3	Compactación del material vegetal triturado.....	162
5.5.4.4	Extracción y distribución.....	163
5.5.4.5	Producción vegetal de cada alternativa de depuración.....	163
6.	ANÁLISIS COMPARATIVO Y EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS.....	166
6.1	Análisis de precios unitarios de obra.....	166
6.1.1	Presupuesto de la alternativa 1 (HAFSSH).....	167
6.1.2	Presupuesto de la alternativa 2 (HAFSSV).....	167
6.1.3	Presupuesto de la alternativa 3 (HAFSSV “SF”).....	168
6.2	Evaluación de variables.....	169
6.2.1	Eficiencia de depuración.....	170
6.2.2	Superficie de diseño.....	170
6.2.3	Costo total de implementación.....	171
6.2.4	Producción de materia vegetal.....	171
6.2.5	Facilidad de explotación y mantenimiento.....	172
6.2.6	Selección de la alternativa.....	173

7.	<b>CONCLUSIONES.</b>	174
8.	<b>RECOMENDACIONES.</b>	177
9.	<b>BIBLIOGRAFÍA.</b>	179
10.	<b>ANEXOS.</b>	181

## ÍNDICE DE TABLAS.

<b>TABLA 1</b>	ETAPAS DE LA LÍNEA DE AGUA, ORDENADAS SECUENCIALMENTE DE IZQUIERDA A DERECHA, EN EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.	7
<b>TABLA 2.</b>	PRINCIPALES MECANISMOS DE REMOCIÓN Y TRANSFORMACIÓN DE LOS CONTAMINANTES EN HUMEDALES.	22
<b>TABLA 3.</b>	LÍMITES DE DESCARGA A UN CUERPO DE AGUA DULCE.	48
<b>TABLA 4.</b>	REQUISITOS PARA LOS VERTIDOS PROCEDENTES DE INSTALACIONES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS. SE APLICARÁ EL VALOR DE CONCENTRACIÓN O EL PORCENTAJE DE REDUCCIÓN.	51
<b>TABLA 5.</b>	REQUISITOS PROCEDENTES DE INSTALACIONES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS REALIZADAS EN ZONAS SENSIBLES CUYAS AGUAS SEAN EUTRÓFICAS O TENGAN TENDENCIA A SERLO EN UN FUTURO PRÓXIMO. SEGÚN LA SITUACIÓN LOCAL, SE PODRÁ APLICAR UNO O LOS DOS APARTADOS. SE APLICARÁN EL VALOR DE CONCENTRACIÓN O EL PORCENTAJE DE REDUCCIÓN.	51
<b>TABLA 6.</b>	DESCRIPCIÓN DE UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS DE LA PARROQUIA LUZ DE AMÉRICA.	57
<b>TABLA 7.</b>	TIPOS DE SUELOS PRESENTES EN LA PARROQUIA LUZ DE AMÉRICA.	58
<b>TABLA 8.</b>	CUENCAS Y SUBCUENCAS HIDROGRÁFICAS.	58
<b>TABLA 9.</b>	PROMEDIO DE PERSONAS POR HOGAR, SEGÚN PARROQUIA.	65
<b>TABLA 10.</b>	TASA DE CRECIMIENTO POBLACIÓN SEGÚN REGIÓN GEOGRÁFICA.	67
<b>TABLA 11.</b>	NIVELES DE SERVICIO PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS.	69
<b>TABLA 12.</b>	DOTACIONES DE AGUA PARA LOS DIFERENTES NIVELES DE SERVICIO.	70
<b>TABLA 13.</b>	COEFICIENTES DE RETORNO SEGÚN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL PROYECTO.	72
<b>TABLA 14.</b>	VALORES RECOMENDADOS DE COEFICIENTES PUNTA PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES.	74
<b>TABLA 15.</b>	TABLA RESUMEN DE LOS CAUDALES CALCULADOS.	77
<b>TABLA 16.</b>	VALORES DE LA ANALÍTICA TOMADA A LA ENTRADA DE LAS FOSAS DE OXIDACIÓN.	77
<b>TABLA 17.</b>	VALORES CARACTERÍSTICOS DE LA CONCENTRACIÓN DE AGUA RESIDUAL Y VELOCIDAD DE EMISIÓN MÁSCICA UNITARIA (VEMU).	78
<b>TABLA 18.</b>	TABLA RESUMEN DE LAS CONCENTRACIONES DE LOS PARÁMETROS DEL INFLUENTE, Y COMPARATIVA DE NORMATIVAS, ECUATORIANA Y ESPAÑOLA.	79
<b>TABLA 19.</b>	VALORES RECOMENDADOS DE LOS PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE UN CANAL DE DESBASTE Y SUS REJAS.	84
<b>TABLA 20.</b>	VALORES ASUMIDOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE REJAS GRUESAS.	85
<b>TABLA 21.</b>	DIMENSIONES DEL CANAL DE DESBASTE.	88
<b>TABLA 22.</b>	DIMENSIONES DE LAS REJAS GRUESAS.	88
<b>TABLA 23.</b>	VALORES TOMADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE REJAS FINAS.	88
<b>TABLA 24.</b>	DIMENSIONES DE LAS REJAS FINAS.	90
<b>TABLA 25.</b>	VALORES RECOMENDADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE DESARENADORES.	96
<b>TABLA 26.</b>	VALORES SELECCIONADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL DESARENADOR.	96
<b>TABLA 27.</b>	VALORES RECOMENDADOS DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE UN TANQUE ÍMHOFF.	99
<b>TABLA 28.</b>	VALORES SELECCIONADOS DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE UN TANQUE ÍMHOFF.	100

<b>TABLA 29. VALORES REDIMENSIONADOS DEL TANQUE IMHOFF .....</b>	<b>111</b>
<b>TABLA 30. CONCENTRACIONES DE LOS DISTINTOS CONTAMINANTES AL INGRESO DE LA EDAR, COEFICIENTES DE REMOCIÓN DE LOS TANQUES IMHOFF, Y CONCENTRACIONES DE LOS DISTINTOS CONTAMINANTES AL INGRESO DEL HUMEDAL .....</b>	<b>115</b>
<b>TABLA 31. COEFICIENTES DE REACCIÓN SUPERFICIAL (PERCENTIL50) PARA HUMEDALES HF Y FWS.....</b>	<b>116</b>
<b>TABLA 32. CONCENTRACIONES DE FONDO EN MG/L PARA LOS HUMEDALES HF, VF Y FWS. ....</b>	<b>117</b>
<b>TABLA 33. VALORES DE “P” PARA LOS HUMEDALES DE HF, VF Y FWS. ....</b>	<b>117</b>
<b>TABLA 34. ÓRDENES DE MAGNITUD DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA (KS) EN FUNCIÓN DEL TIPO DE MATERIAL GRANULAR UTILIZADO COMO SUBSTRATO EN UN HUMEDAL CONSTRUIDO DE FLUJO SUBSUPERFICIAL.....</b>	<b>120</b>
<b>TABLA 35. RENDIMIENTOS DE HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIALES HORIZONTALES Y VERTICALES. ....</b>	<b>129</b>
<b>TABLA 36. TABLA RESUMEN DE LOS PORCENTAJES DE REMOCIÓN DE CONTAMINANTES CON SUS CONCENTRACIONES DE SALIDA PARA HAFSSH Y COMPARATIVA DE LEGISLACIÓN ECUATORIANA Y ESPAÑOLA. ....</b>	<b>129</b>
<b>TABLA 37. PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LOS HAFSSV.....</b>	<b>130</b>
<b>TABLA 38. TABLA RESUMEN DE LOS PORCENTAJES DE REMOCIÓN DE CONTAMINANTES Y SUS CONCENTRACIONES DE SALIDA PARA HAFSSV Y COMPARATIVA DE LEGISLACIÓN ECUATORIANA Y ESPAÑOLA. ....</b>	<b>141</b>
<b>TABLA 39. VALORES DE CONCENTRACIONES DE INGRESO AL HUMEDAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL “SISTEMA FRANCÉS” .....</b>	<b>142</b>
<b>TABLA 40. TABLA RESUMEN DE LAS CARGAS CONTAMINANTES DIARIAS. ....</b>	<b>145</b>
<b>TABLA 41. TABLA RESUMEN DE LAS CARGAS CONTAMINANTES DIARIAS. ....</b>	<b>146</b>
<b>TABLA 42. ESPECIFICACIONES DE LOS MEDIOS FILTRANTES PARA EL DISEÑO DE UN HAFSSV “SF” .....</b>	<b>149</b>
<b>TABLA 43. TABLA RESUMEN DE LOS VOLÚMENES OCUPADOS POR CADA CAPA DEL MEDIO FILTRANTE POR CELDA Y POR EL TOTAL DE LAS CELDAS.....</b>	<b>150</b>
<b>TABLA 44. TABLA RESUMEN DE LOS PARÁMETROS NECESARIOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL EFLUENTE DE LA 1ERA ETAPA. ....</b>	<b>154</b>
<b>TABLA 45. TABLA RESUMEN DE LAS CONCENTRACIONES Y CARGAS CONTAMINANTES A LA ENTRADA A LA SEGUNDA ETAPA. ....</b>	<b>154</b>
<b>TABLA 46. TABLA RESUMEN DE LAS ÁREAS CORRESPONDIENTES PARA CADA CONTAMINANTE O PARÁMETRO PARA LA SEGUNDA ETAPA. ....</b>	<b>155</b>
<b>TABLA 47. TABLA RESUMEN DE LOS VALORES DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL EFLUENTE EN LA SEGUNDA ETAPA. ....</b>	<b>157</b>
<b>TABLA 48. VOLÚMENES PARA CADA UNA DE LAS CAPAS DEL FILTRO PARA LA SEGUNDA ETAPA. ....</b>	<b>158</b>
<b>TABLA 49. TABLA RESUMEN DE LOS PORCENTAJES DE REMOCIÓN DE CONTAMINANTES Y SUS CONCENTRACIONES DE SALIDA PARA HAFSSV “SF” Y COMPARATIVA DE LEGISLACIÓN ECUATORIANA Y ESPAÑOLA. ....</b>	<b>158</b>
<b>TABLA 50. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA ALTERNATIVA 1 (HAFSSH). ....</b>	<b>167</b>
<b>TABLA 51. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA ALTERNATIVA 2 (HAFSSV). ....</b>	<b>168</b>
<b>TABLA 52. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA ALTERNATIVA 2 (HAFSSV “SF”).....</b>	<b>169</b>
<b>TABLA 53. COMPARATIVA DE EFICIENCIA DE DEPURACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN.....</b>	<b>170</b>
<b>TABLA 54. COMPARATIVA DE OCUPACIÓN DE ESPACIO DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN. ....</b>	<b>171</b>
<b>TABLA 55. COMPARATIVA DE COSTOS DE IMPLEMENTACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN. ....</b>	<b>171</b>
<b>TABLA 56. COMPARATIVA DE LA PRODUCCIÓN DE MATERIA VEGETAL DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN.....</b>	<b>172</b>
<b>TABLA 57. COMPARATIVA DE LA COMPLEJIDAD DE CADA UNA DE LAS ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN. ....</b>	<b>172</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS.

<b>FIGURA 1. ESTRUCTURA DEL TANQUE IMHOFF.....</b>	<b>9</b>
<b>FIGURA 2. TANQUE DE SEDIMENTACIÓN. ....</b>	<b>9</b>
<b>FIGURA 3. TANQUE DE FLOTACIÓN. ....</b>	<b>10</b>

<b>FIGURA 4.</b> ETAPAS DE TRATAMIENTO EN LA LINEA DE FANGOS. ....	12
<b>FIGURA 5.</b> CORTE TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA DE UN HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUPERFICIAL. ....	14
<b>FIGURA 6.</b> CORTE TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA DE UN HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL. ....	16
<b>FIGURA 7.</b> CORTE TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA DE UN HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL. ....	17
<b>FIGURA 8.</b> ESTRUCTURA DE UN HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL “SISTEMA FRANCÉS”. ....	18
<b>FIGURA 9</b> ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE LA PRIMERA ETAPA DE UN HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL “SISTEMA FRANCÉS”. ....	19
<b>FIGURA 10</b> PROCESOS DE DEPURACIÓN DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES. ....	23
<b>FIGURA 11.</b> EVOLUCIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE MATERIA EN SUSPENSIÓN (MES) A LO LARGO DE UN HUMEDAL DE FLUJO HORIZONTAL. ....	24
<b>FIGURA 12.</b> ESQUEMA SIMPLIFICADO DE LOS PROCESOS QUE INTERVIENEN EN LA DEGRADACIÓN DE LA MATERIA ORGÁNICA. ....	25
<b>FIGURA 13.</b> DIAGRAMA DEL METABOLISMO DE NITRÓGENO. ....	26
<b>FIGURA 14.</b> OPERACIONES DE DESBROCE Y LIMPIEZA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UN SISTEMA DE HUMEDALES ARTIFICIALES. ....	30
<b>FIGURA 15.</b> LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO. ....	31
<b>FIGURA 16.</b> REPLANTEO. ....	31
<b>FIGURA 17.</b> EXCAVACIÓN DE UNA ZANJA PARA LA COLOCACIÓN DE UNA TUBERÍA Y EXCAVACIÓN Y CONFORMACIÓN DE TALUDES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UN SISTEMA DE HUMEDALES CONSTRUÍDOS. ....	32
<b>FIGURA 18.</b> CONFORMACIÓN DE LOS TALUDES DE LAS CELDAS DE UN SISTEMA DE HUMEDALES. EN ESTE CASO LAS CELDAS SE CONSTRUYERON POR EXCAVACIÓN. ....	33
<b>FIGURA 19.</b> COLOCACIÓN DE LA TUBERÍA DE SALIDA EN UN HUMEDAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL. ....	35
<b>FIGURA 20.</b> COMPACTACIÓN DEL LECHO DE FONDO. ....	36
<b>FIGURA 21.</b> TENDIDO Y ANCLAJE DE LA GEOMEMBRANA. ....	37
<b>FIGURA 22.</b> OPERACIONES DE COLOCACIÓN DEL GEOTEXTIL. ....	37
<b>FIGURA 23.</b> IMAGEN SUPERIOR: COLOCACIÓN DEL MATERIAL GRANULAR DESDE EL EXTERIOR DE LA CELDA. IMAGEN INFERIOR: COLOCACIÓN DEL MATERIAL GRANULAR CON MAQUINARIA LIGERA DESDE EL INTERIOR DE LA CELDA. ....	39
<b>FIGURA 24.</b> PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LAS ESPECIES MÁS UTILIZADAS EN HUMEDALES ARTIFICIALES. ....	40
<b>FIGURA 25.</b> OPERACIONES DE PLANTACIÓN DE PLÁNTULAS DE CARRIZO EN UN SISTEMA DE FLUJO SUBSUPERFICIAL. ....	41
<b>FIGURA 26.</b> OPERACIONES DE PLANTACIÓN DE PLÁNTULAS DE CARRIZO EN UN SISTEMA DE FLUJO SUBSUPERFICIAL. ....	44
<b>FIGURA 27.</b> LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DE LA CABECERA PARROQUIAL DONDE SE PRETENDE UBICAR EL PROYECTO DE LA ESTACIÓN DE DEPURACIÓN. ....	54
<b>FIGURA 28.</b> UBICACIÓN DE LAS PISCINAS DE OXIDACIÓN EN LA CABECERA PARROQUIAL. ....	55
<b>FIGURA 29.</b> ESQUEMA DE LA FRAGMENTACIÓN URBANA POR LA VÍA SANTO DOMINGO -QUEVEDO. ....	55
<b>FIGURA 30.</b> PISCINAS DE OXIDACIÓN INEFICIENTES EN LA CABECERA PARROQUIAL DE LUZ DE AMÉRICA. ....	56
<b>FIGURA 31.</b> PROCEDENCIA DE AGUA EN LAS VIVIENDAS DE LA PARROQUIA. ....	59
<b>FIGURA 32.</b> TIPO DE SERVICIO HIGIÉNICO EN LA PARROQUIA. ....	60
<b>FIGURA 33.</b> VARIACIÓN DEL PROMEDIO DE PLUVIOSIDAD EN LA PARROQUIA LUZ DE AMÉRICA. ....	62
<b>FIGURA 34.</b> VARIACIÓN DEL PROMEDIO DE LA TEMPERATURA EN LA PARROQUIA LUZ DE AMÉRICA. ....	62
<b>FIGURA 35.</b> INDICADORES DE EMPLEO Y TRABAJO EN LA PARROQUIA LUZ DE AMÉRICA. ....	63
<b>FIGURA 36.</b> PORCENTAJE DE POBLACIÓN OCUPADA EN LA PARROQUIA LUZ DE AMÉRICA. ....	64
<b>FIGURA 37.</b> CONFIGURACIÓN DE LAS REJAS FINAS Y GRUESAS EN BASE A LO ANTERIORMENTE CALCULADO EN M. ....	90



<b>FIGURA 38.</b> CANTIDAD DE RESIDUOS RECOGIDOS POR LAS REJAS.....	91
<b>FIGURA 39.</b> VALORES DE RISCHMER PARA B, SEGÚN LA FORMA DE LA REJA.....	93
<b>FIGURA 40.</b> CANTIDAD DE RESIDUOS RECOGIDOS POR LAS REJAS.....	102
<b>FIGURA 41.</b> ESQUEMA DE UN TANQUE IMHOFF RECTANGULAR CON DOS PUNTOS DE RECOGIDA DE LODOS.....	108
<b>FIGURA 42.</b> ESQUEMA DE UN TANQUE IMHOFF RECTANGULAR CON DOS PUNTOS DE RECOGIDA DE LODOS.....	115
<b>FIGURA 43.</b> ESQUEMA DE LA DISTRIBUCIÓN DE LAS CAPAS DE SUSTRATO PARA UN HAFSSV. ....	134
<b>FIGURA 44.</b> SILO MONTÓN.....	160
<b>FIGURA 45.</b> SILO BUNKER. ....	161
<b>FIGURA 46.</b> SILO TRINCHERA. ....	161
<b>FIGURA 47.</b> SILO BOLSA. ....	161
<b>FIGURA 48.</b> SILO PRESS O CHORIZO. ....	162
<b>FIGURA 49.</b> PROCESO DE COMPACTACIÓN EN UN SILO BUNKER.....	163

## ÍNDICE DE ANEXOS.

<b>ANEXO 1.</b> DOCUMENTACIÓN FORMAL QUE CONSTATA LA INFORMACIÓN RECOPIADA POR PARTE DE LA JUNTA ADMINISTRADORA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO “LUZ DE AMÉRICA”.....	181
<b>ANEXO 2.</b> ESQUEMA SENCILLO DE OCUPACIÓN ESPACIAL DE CADA UNA DE LAS OPCIONES CONSIDERADAS PARA LOS BARRIOS BELLAVISTA Y ELOY ALFARO. ....	182
<b>ANEXO 3.</b> ESQUEMA SENCILLO DE OCUPACIÓN ESPACIAL DE CADA UNA DE LAS OPCIONES CONSIDERADAS PARA EL BARRIO CRUCITA. ....	183

## 1. INTRODUCCIÓN

Desde siempre se ha visto la naturaleza como un dador de servicios para con los seres humanos, y desde hace unos cuantos años atrás es que se ha tomado en cuenta a la misma como sujeto de preservación, dado que, en cada uno de los actos de aprovechamiento de sus recursos, se ven involucrados conceptos que conforme pasa el tiempo van tomando fuerza, como la resiliencia de los ecosistemas, la preservación de los mismo, así como la afectación al medio natural y la disponibilidad futura de los recursos naturales luego de su explotación. Siendo estas ideas el eje central de diversas iniciativas de preservación, se toman en cuenta varios puntos de partida, entonces la preservación y manejo adecuado del suelo, agua los principales. Bajo este esquema se han concentrado diversos esfuerzos en la conservación del agua en todos los niveles de su ciclo natural.

La raza humana ha contribuido colectivamente a la contaminación del agua en el mundo y, por lo tanto, debe responsabilizarse colectivamente de la labor de saneamiento. La escasez de agua y la contaminación vienen causadas por valores económicos que propician un consumo abusivo y muy poco rentable de este recurso. Estos valores están equivocados. Una resolución para el saneamiento del agua contaminada es un acto de autopreservación. Nuestra supervivencia, así como la de todas las especies dependen de la recuperación de los ecosistemas que funcionan al son de la naturaleza (Barlow, 2012).

Hasta la fecha se han registrado algunos avances. En América Latina, por ejemplo, el tratamiento de aguas residuales se ha llegado casi a duplicar desde finales del decenio de 1990. Actualmente, entre un 20% y un 30% de las aguas residuales recogidas en las redes de alcantarillado urbano son objeto de tratamiento. Sin embargo, todavía queda mucho camino por recorrer ya que esos porcentajes significan también que entre un 70% y un 80% de las aguas negras se vierten sin ser tratadas. Se dará un paso adelante decisivo cuando se generalice el reconocimiento de lo mucho que merece la pena una utilización sin riesgo de las aguas residuales tratadas y de sus subproductos, en vez de usar pura y simplemente agua dulce (UNESCO, 2017).

La parroquia rural Luz de América, en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, es un lugar en el que se evidencian los problemas que anteriormente se han mencionado, entre ellos destaca la contaminación de las aguas superficiales, y a esto se le suma la poca cobertura de servicios básicos alrededor de su extensión, sin embargo la mayoría de los esfuerzos por cubrir esta deficiencia se ha centrado en suplir las necesidades en su mayoría de su cabecera parroquial, en donde existe una cobertura parcial de alcantarillado y agua potable. Esto incurre en que al no tener un sistema funcional de depuración de aguas, estas se viertan a los cuerpos hídricos subyacentes con niveles altos de contaminantes, esto claramente afectará a las comunidades, puesto que las riberas de estos ríos suelen ser utilizados como provisión de agua para el ganado y sembríos, también como balnearios en ciertos lugares donde las aguas son más profundas, y en el peor de los casos como abastecimiento de agua para los hogares cercanos a las riberas de estos ríos.

Bajo lo explicado anteriormente, podemos determinar que la depuración de las aguas residuales es un agente de cambio en cuanto a la recuperación de las aguas superficiales, siendo que los sistemas de tratamiento de aguas residuales deberían ser constituidos como un servicio básico e imprescriptible para la población. Teniendo entonces que los sistemas de tratamiento de aguas al devolver aguas depuradas hacia los cuerpos de agua cercanos se deben regir a límites máximos permisibles, mismos límites estarán dados por los niveles de concentración de los diferente contaminantes presentes en el agua, para los cuales estos no presenten una amenaza para la salubridad de las comunidades que se abastezcan o den algún tipo de uso a las aguas de ríos sobre los que se vierta el agua tratada en la estación de depuración.

Es entonces que se ha planteado realizar el diseño de una estación de depuración de aguas residuales (EDAR), basada en la utilización de humedales artificiales como agente principal de depuración, misma EDAR estará constituida por tres etapas de tratamiento (pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario), así como un sistema de ensilaje en aras de aprovechar la materia orgánica proveniente de la poda de la materia vegetal del humedal. Como resultado final tendremos un agua depurada, que se esperaría cumplir con los límites máximos permisibles que figuran en la legislación ecuatoriana, a su vez será también comparada con los límites máximos de vertido que figuran en la legislación española. En cuanto al sistema de ensilaje se lo plantea como una alternativa de aprovechamiento de los residuos proveniente de la depuración del agua en cuestión.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1 Objetivo general

- ✓ Elaborar el diseño de una estación de depuración de aguas residuales basada en la utilización de humedales artificiales en la cabecera parroquial de la parroquia rural Luz de América en Santo Domingo, Ecuador.

### 2.2 Objetivos específicos

- ✓ Realizar una recopilación de información inherente a la situación demográfica de la cabecera parroquial de Luz de América, para con ello realizar las abstracciones iniciales de cara al diseño de la EDAR.
- ✓ Dimensionar cada uno de los elementos que forman parte de la EDAR que se pretende diseñar, basándonos en la bibliografía seleccionada, teniendo así la seguridad de un correcto funcionamiento de esta y así garantizar el cumplimiento de la normativa vigente en Ecuador y España.
- ✓ Realizar el diseño de tres alternativas de tratamiento de aguas residuales basadas en la utilización de humedales artificiales con las distintas configuraciones de diseño planteadas en la bibliografía.
- ✓ Llevar a cabo un análisis de precios unitarios de los costes de construcción de cada una de las alternativas planteadas para el diseño de la EDAR en la cabecera parroquial de Luz de América.
- ✓ Seleccionar una de las alternativas planteadas en los diseños según las diferentes configuraciones de una EDAR basada en la utilización de humedales artificiales, misma que se ajuste a las condiciones sociales y económicas de la comunidad de la cabecera parroquial de Luz de América, sin comprometer la eficiencia de depuración de la alternativa seleccionada.

### 3. CONCEPTOS PREVIOS

#### 3.1 Aguas residuales urbanas.

(CEPIS/OPS, 2004), refiere que el agua residual son esencialmente aquellas aguas de abastecimiento cuya calidad se ha deteriorado por diferentes usos, procedentes de viviendas, instituciones públicas, establecimientos industriales, agropecuarios y comerciantes, a los que pueden agregarse, de manera eventual, determinados volúmenes de aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Las aguas residuales se pueden definir como aquellas que, por uso del hombre, representan un peligro y deben ser desechadas, porque contienen gran cantidad de sustancias y/o microorganismos (García et al., 2016).

Definiremos entonces, al agua residual, como toda el agua procedente de cualquier actividad que tenga que ver con actividades antrópicas, generando un deterioro de su calidad, y esto incurrirá en un potencial daño a los ecosistemas y al propio ser humano. Esto se ajusta a las realidades de las comunidades, puesto que dentro de las actividades de desarrollo de estas se encuentran; la agricultura, la industria, la ganadería, comercio y también se toma el uso del recurso hídrico en las viviendas, siendo así que las aguas procedentes de estas actividades se encasillan bajo el concepto antes mencionado.

##### 3.1.1 Clasificación de las aguas residuales.

Dentro del concepto de aguas residuales, García et al., sostiene que dentro de la clasificación de aguas residuales se incluyen aguas con diversos orígenes:

- **Aguas residuales domésticas o aguas negras:** proceden de las heces y orina humanas, del aseo personal y de la cocina y de la limpieza de la casa. Suelen contener gran cantidad de materia orgánica y microorganismos, así como restos de jabones, detergentes, lejía y grasas.
- **Aguas blancas:** pueden ser de procedencia atmosférica (lluvia, nieve o hielo) o del riego y limpieza de calles, parques y lugares públicos. En aquellos lugares en que las

precipitaciones atmosféricas son muy abundantes, éstas pueden de evacuarse por separado para que no saturen los sistemas de depuración.

- **Aguas residuales industriales:** proceden de los procesamientos realizados en fábricas y establecimientos industriales y contienen aceites, detergentes, antibióticos, ácidos y grasas y otros productos y subproductos de origen mineral, químico, vegetal o animal. Su composición es muy variable, dependiendo de las diferentes actividades industriales.

- **Aguas residuales agrícolas:** procedentes de las labores agrícolas en las zonas rurales. Estas aguas suelen participar, en cuanto a su origen, de las aguas urbanas que se utilizan, en numerosos lugares, para riego agrícola con o sin un tratamiento previo.

### 3.1.2 Características de las aguas residuales.

Resulta indispensable conocer las características del agua residual, para poder gestionar de mejor manera su caracterización basándose en diferentes parámetros que esta tenga dentro de su composición.

Las aguas residuales urbanas se caracterizan por su composición física, química y biológica, apareciendo una interrelación entre muchos de los parámetros que integran dicha composición (Martín et al., 2006).

Tomando en consideración lo anteriormente mencionado podremos clasificar las características de las aguas residuales, en base a la correcta gestión de estas, siendo entonces la clasificación dada por Martín et al. (2006), la siguiente:

#### 3.1.2.1 Características físicas.

- **Color:** La coloración de las aguas residuales urbanas determina cualitativamente el tiempo de las mismas. Generalmente varía del beige claro al negro. Si el agua es reciente, suele presentar coloración beige clara; oscureciéndose a medida que pasa el tiempo, pasando a ser de color gris o negro, debido a la implantación de condiciones de anaerobiosis, por descomposición bacteriana de la materia orgánica.
- **Olor:** Se debe principalmente a la presencia de determinadas sustancias producidas por la descomposición anaerobia de la materia orgánica: ácido sulfhídrico, indol, escatoles, mercaptanos y otras sustancias volátiles.

- **Temperatura:** En los efluentes urbanos oscila entre 15° y 20°C, lo que facilita el desarrollo de los microorganismos existentes.
- **Sólidos:** de forma genérica, los sólidos son todos aquellos elementos o compuestos presentes en el agua residual urbana que no son agua.

### 3.1.2.2 Características Químicas.

- **Componentes orgánicos:** Pueden ser de origen vegetal o animal, aunque cada vez, y con mayor frecuencia, las aguas residuales urbanas también contienen compuestos orgánicos sintéticos. Se caracterizan principalmente por ser biodegradables, y su eliminación por oxidación es relativamente sencilla.
- **Compuestos inorgánicos:** Se incluyen a todos los sólidos de origen generalmente mineral, como las sales minerales, arcillas, lodos, arenas y gravas, y ciertos compuestos como sulfatos, carbonatos, etc., que pueden sufrir algunas transformaciones (fenómenos de óxido-reducción y otros).
- **Compuestos gaseosos:** de las aguas residuales urbanas contiene diversos gases en diferente concentración, entre los que destacan: oxígeno disuelto, ácido sulfúrico, anhídrido carbónico, metano, entre otros gases como los ácidos grasos volátiles, indol, escatol y otros derivados del nitrógeno.

### 3.1.2.3 Características Biológicas.

Los componentes que forma parte de esta caracterización vienen dados por organismos vivos con una gran capacidad metabólica, y un gran potencial de descomposición de la materia orgánica e inorgánica. Los principales organismos que componen un agua residual son: algas, mohos, bacterias, virus, flagelados, ciliados, rotíferos, nemátodos, anélidos, larvas, etc. Estos organismos forman parte del medio de cultivo de las aguas residuales, mismo que son participantes activos en los ciclos biogeoquímicos de los elementos como el carbono, nitrógeno, fósforo o azufre.

## 3.2 Tratamiento de aguas residuales.

El tratamiento de aguas residuales consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que eliminan los contaminantes del agua para que el ser humano pueda hacer uso

de ella. La depuración del agua residual procedente de núcleos urbanos o industrias se lleva a cabo en una Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR). En la EDAR se llevan a cabo los procesos de depuración (que ocurren de manera natural en el cauce de un río) de manera concentrada y automatizada (ACCIONA, 2020).

El tratamiento de aguas residuales para un proyecto se debe fundar en los objetivos, además se debe tener en cuenta el tipo de agua residual y esta debe ir acorde con la normativa legal aplicable (Trapote Jaume, 2013).

Los tratamientos a los que se someten las aguas residuales en una EDAR tienen como finalidad eliminar aceites, grasas, arenas, además de materias decantables (tanto orgánicas como inorgánicas), eliminar la materia orgánica y transformar los residuos en fangos estables. (Cristina A., 2015).

Por otra parte, Iñiguez (2021) sostiene que los tratamientos de aguas pueden ser de manera convencional y no convencional, y que entre ellos se distinguen dos líneas de tratamiento, en las que figuran; la línea de agua y línea de fangos.

### 3.2.1 Línea de Agua.

En esta línea se han de incluir los procesos a los que el agua residual es sometida para reducir la carga contaminante con la que ingresa a la EDAR, con la finalidad de devolver agua con una concentración de contaminantes que cumpla la legislación bajo la cual está regida.

**Tabla 1** etapas de la línea de agua, ordenadas secuencialmente de izquierda a derecha, en el tratamiento de las aguas residuales.

Pretratamiento	Tratamiento primario	Tratamiento secundario	Tratamiento terciario
Objetivo	Objetivo	Objetivo	Objetivo
Eliminación de objetos gruesos, arenas y grasas.	Eliminación de materia sedimentable y flotante.	Eliminación de materia orgánica disuelta o coloidal.	Eliminación de sólidos en suspensión, material orgánico residual, nutrientes y patógenos.
Operaciones básicas	Operaciones básicas	Operaciones básicas	Operaciones básicas
– Cribado	– Decantación primaria	– Degradación bacteriana	– Flocculación
– Desarenador	– Tratamientos físico-químicos (coagulación-floculación)	– Decantación secundaria	– Filtración
– Desengrasado			– Eliminación de N y P
			– Desinfección
Procesos Físicos	Procesos físicos y químicos	Procesos biológicos	Procesos físicos, químicos y biológicos

Fuente: (Alianza por el Agua, 2008)

### 3.2.1.1 Pretratamiento.

Esta es la etapa preliminar del tratamiento de la depuradora. Este proceso regula y mide el caudal de aguas residuales entrantes en la estación. En esta etapa se eliminan los sólidos de mayor tamaño, la arena y la grasa, que hay presente en las aguas negras. Estos compuestos son eliminados mediante filtrado (Lander Rodríguez de Jorge, 2020).

Cristina A., (2015) indica también que uno de los principales objetivos es la eliminación de sólidos de gran tamaño, piedras, plásticos o trapos, que podrían generar obstrucciones o abrasiones, con lo cual se definen los principales elementos dentro del proceso de pretratamiento que son:

- Rejas
- Tamices
- Desarenador
- Desengrasador
- Depósito de homogeneización.

### 3.2.1.2 Tratamiento Primario.

El Real Decreto Ley 11/95 define Tratamiento Primario como “el tratamiento de agua residuales urbanas mediante un proceso físico o fisicoquímico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO5 de las aguas residuales que entren, se reduzca, por lo menos, en un 20% antes del vertido, y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca, por lo menos, en un 50%”

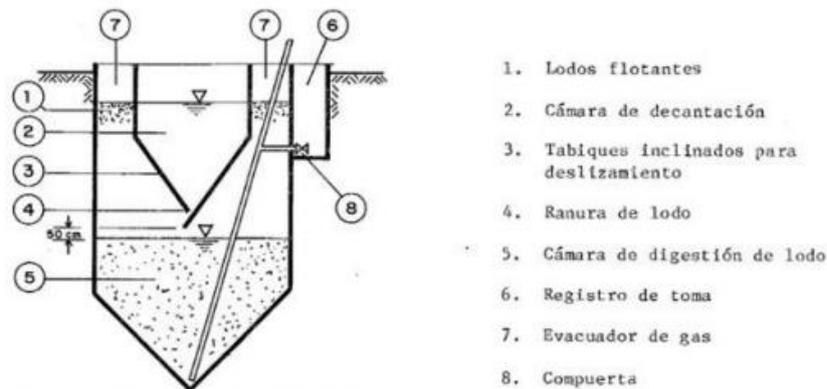
Los tratamientos primarios más habituales son los siguientes: sedimentación, flotación, coagulación-floculación y filtración (Chavez Vera, 2017).

- **Sedimentación:** En este nivel se busca separar gran parte de sólidos en suspensión y materia orgánica, usando a favor la fuerza de gravedad.
- **Coagulación – Floculación:** La coagulación es un proceso en el que se utiliza un reactivo químico llamado coagulante; el cual puede ser alumbre o cloruro de hierro, el mismo que trata de retirar las partículas más grandes convirtiéndolas en flóculos, generando una desestabilización de la suspensión coloidal.

Los elementos del tratamiento primario donde se evidencian los procesos anteriormente mencionados son los siguientes:

- **Tanques Imhoff:** Es una unidad de tratamiento primario cuyo objetivo es el de remover sólidos suspendidos. Son de gran utilidad, puesto que integran tanto la sedimentación como la digestión de lodos, dada su configuración espacial (mayormente utilizados en poblaciones de hasta 5000 habitantes).

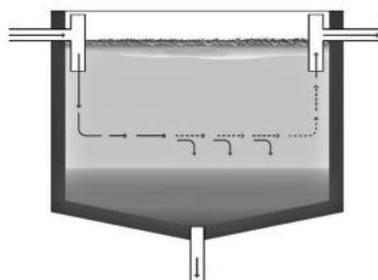
*Figura 1. Estructura del tanque Imhoff.*



**Fuente:** (Iñiguez, 2021a)

- **Tanques de Sedimentación:** Estos tanques son de gran ayuda para poder separar los sólidos de los líquidos en los lodos fecales, su funcionamiento es muy similar al de los tanques sépticos.

*Figura 2. Tanque de sedimentación.*

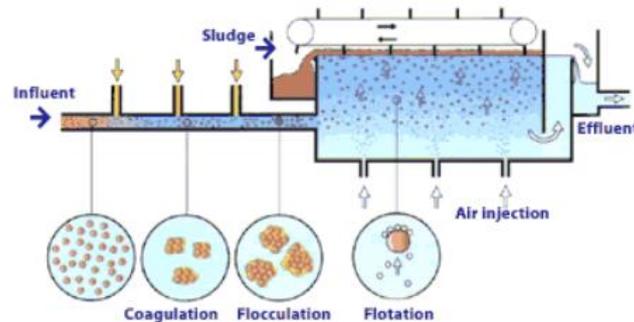


**Fuente:** (Iñiguez, 2021a)

- **Tanques de Flotación:** En estos tanques se produce un proceso determinado de manera sencilla como un asentamiento en reversa. Se ingresa al sistema muchas burbujas

de aire de diámetro muy pequeño que van elevando la materia suspendida para luego ser limpiadas en la parte superior del tanque.

**Figura 3.** Tanque de flotación.



**Fuente:** (Iñiguez, 2021a)

Una vez conocidas los distintos procesos y configuraciones de los elementos que conforman un tratamiento primario, podremos seleccionar la opción que más convenga para la finalidad que se le quiera dar al agua luego de su proceso de depuración. Entonces para el presente diseño se seleccionará como elemento de tratamiento primario un tanque Imhoff, puesto que presenta menor complejidad de diseño y operación, además de que se ajusta a las necesidades para las cuales se pretende diseñar la EDAR en cuestión.

### 3.2.1.3 Tratamiento Secundario.

El Real Decreto Ley 11/95 define Tratamiento Secundario como “el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya un tratamiento biológico con sedimentación secundaria u otro proceso, en el que se respeten los requisitos que se establecerán reglamentariamente”.

En el proceso biológico dentro del tratamiento secundario, como lo expuesto por Castillo & Días, (2022) se destacan los siguientes procesos:

- Fangos activados.
- Lechos bacterianos, filtros percoladores.
- Otros: en los que figuran procesos que utilizan biodiscos, cilindros (filtros rotativos o contactores biológicos rotativos: CBR), estanques de estabilización, lagunas aireadas, lechos de turba, filtros verdes, humedales artificiales, etc.

### 3.2.1.4 Tratamiento Terciario.

Este tipo de tratamiento lo constituyen aquellos procesos que luego del tratamiento secundario tienen como objetivo un mejor rendimiento en cuanto a la eliminación de DBO<sub>5</sub> o sólidos suspendidos (SS). Además de que estos procesos buscan también adaptar la calidad de las aguas tratadas bajo los requerimientos de la normativa aplicable, o también ajustar dicha calidad a alcanzar objetivos de calidad ambiental. Cabe destacar que dentro de estos procesos se busca también mejorar el rendimiento de la depuración en cuanto a la eliminación de nutrientes como fósforo y nitrógeno (para evitar la eutrofización del cuerpo hídrico al que estas aguas sean vertidas) (Chávez Vera, 2017).

Los procesos más utilizados son:

- Nitrificación-desnitrificación
- Adsorción
- Intercambio catiónico
- Ultrafiltración y microfiltración
- Ósmosis inversa y nanofiltración
- Electrodialisis
- Oxidación avanzada
- Desinfección ultravioleta.

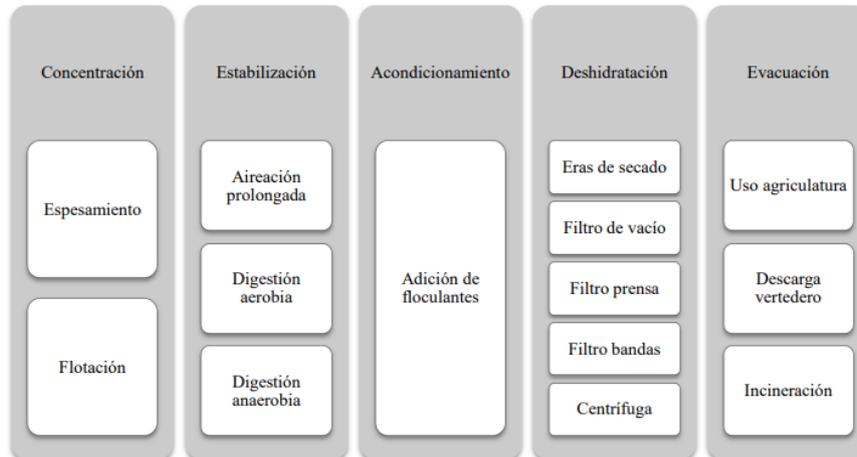
### 3.2.2 Línea de Fangos.

Como lo expuesto por Martín García et al, (2006) sostiene que el tratamiento de aguas residuales urbanas conduce a la producción de unos subproductos conocidos como fangos, mismos que se clasifican en:

- **Fangos primarios:** Son aquellos fangos procedentes de los procesos del tratamiento primario.
- **Fangos secundarios:** corresponden a aquellos fangos producto de la decantación secundaria, tras su paso por el reactor biológico.

Siendo entonces que el proceso para el tratamiento de fangos o lodos producto de la depuración de las aguas residuales es el siguiente, en base a lo descrito por (Cristina A., (2015):

**Figura 4.** Etapas de tratamiento en la línea de fangos.



**Fuente:** (Cristina A., 2015)

Como lo define Martín et al, (2006). Los procesos dentro del tratamiento de fangos consisten en lo siguiente:

- **Concentración:** En este proceso se incrementa la concentración del fango mediante la eliminación del agua que contiene este. Los métodos más habituales para lograr este objetivo son por gravedad y flotación, siendo este último el más apropiado para lograr un espesamiento adecuado del fango.
- **Estabilización:** En esta etapa de tratamiento de fangos se reduce la fracción biodegradable de los fangos para así, evitar la putrefacción de este y como consecuencia se generen malos olores. La estabilización puede darse mediante procesos de digestión aerobia o anaerobia, estabilización química y tratamiento térmico.
- **Acondicionamiento:** Este proceso se lleva a cabo mediante la adición de productos químicos, mismos que mejoran la deshidratación de los fangos, y en consecuencia facilitan la eliminación del agua presente en estos.
- **Deshidratación:** Se elimina como parte final el agua contenida en los fangos con el objetivo de transformarlos en sólidos fácilmente manejables y transportables, mediante métodos como; centrífugas, filtración, secado térmico, o eras de secado.
- **Evacuación:** Como parte final del proceso se dispone los lodos ya deshidratados como un material con potencial uso agrícola, o por sus características inocuas se podría

descargar en vertederos, siempre y cuando estos cumplan los límites máximos permisibles de la norma aplicable. Como última alternativa de evacuación de lodos es la incineración, que no es más que aplicación de altas temperaturas bajo un medio controlado de incineración.

### 3.2.3 Humedales artificiales.

El término de humedales construidos es relativamente nuevo; sin embargo, el concepto es antiguo, pues se tiene conocimiento de que las antiguas culturas como son la China y la Egiptia utilizaban a los humedales naturales para la disposición de sus aguas residuales (Rivera & Arévalo, 2015).

Como lo define (David Nuevo, 2023), los principales elementos que conforman un humedal artificial son:

- **El sustrato o material granular:** tiene la función de soporte a la vegetación y posibilita la fijación de la biopelícula bacteriana que intercede en la gran mayoría de los procesos de eliminación de contaminantes orgánicos de las aguas residuales.
- **Las plantas:** en su mayor parte son plantas macrófitas emergentes que intervienen en a la oxigenación del sustrato radical y a la eliminación de contaminantes por absorción.
- **El agua:** el agua residual con alta carga de contaminación aporta el alimento a las plantas y después de atravesar el humedal pierde esa DBO<sub>5</sub>, sólidos en suspensión, y retorna al cauce en unos parámetros de calidad superiores al inicio del tratamiento.

#### 3.2.3.1 Definición.

Los humedales construidos son sistemas de depuración constituidos por lagunas o canales poco profundos (de menos de 1 m) plantados con vegetales propios de las zonas húmedas y en los que los procesos de descontaminación tienen lugar mediante las interacciones entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación e incluso la fauna. Los humedales construidos también se denominan humedales artificiales (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Los humedales proveen sumideros efectivos de nutrientes y sitios amortiguadores para contaminantes orgánicos e inorgánicos. Esta capacidad es el mecanismo detrás de los humedales artificiales para simular un humedal natural con el propósito de tratar las aguas

residuales. Los humedales artificiales logran el tratamiento de las aguas residuales a través de la sedimentación, absorción y metabolismo bacteriano (Rivera & Arévalo, 2015).

### 3.2.3.2 Clasificación.

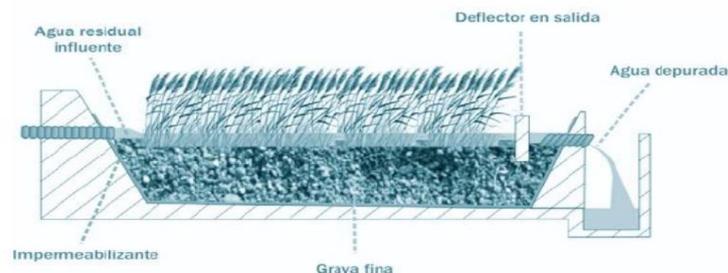
Según Serrano & Corzo Hernández (2008) la clasificación de los humedales artificiales se da atendiendo el tipo de circulación del agua, los humedales construidos se clasifican en flujo superficial o en flujo subsuperficial.

#### 3.2.3.2.1 Humedales de flujo superficial (HAFS).

Este tipo de humedales es una modificación del sistema de lagunas convencionales, cuya diferencia es que tienen menores profundidades de lámina de agua y se encuentran colonizadas de plantas acuáticas emergentes. Los HAFS se consideran como una ciénaga o pantano en la cual la vegetación se encuentra enterrada entre una altura de 10 a 45 cm. Se construyen generalmente con revestimientos de materiales impermeables (como puede ser la geomembrana) que impiden la infiltración del líquido hacia otros acuíferos subterráneos o adyacentes, también para la retención total del afluente y para evitar pérdidas por evapotranspiración (Iñiguez, 2021a).

David Nuevo, (2023) sostiene también que en este tipo de humedales el agua circula libremente por la superficie a través de tallos, raíces y hojas caídas, donde se desarrolla la película bacteriana encargada de la eliminación de contaminantes. La entrada de agua residual es continua (o intermitente si precisa bombeo). Se emplean principalmente como tratamiento de afino, recibiendo efluentes de un tratamiento secundario anterior.

**Figura 5.** Corte transversal de la estructura de un humedal artificial de flujo superficial.



**Fuente:** (Iñiguez, 2021a)

### 3.2.3.2.2 Humedales de flujo subsuperficial (HAFSS)

En los humedales de flujo subsuperficial la circulación del agua es de tipo subterráneo a través de un medio granular y en contacto con las raíces y rizomas de las plantas. La profundidad de la lámina de agua suele ser de entre 0,3 y 0,9 m. La biopelícula que crece adherida al medio granular y a las raíces y rizomas de las plantas tiene un papel fundamental en los procesos de descontaminación del agua (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Una de sus características principales es que requieren una menor cantidad de área para su funcionamiento y no generan olores o la proliferación de mosquitos. Así como ventajas tiene desventajas y estas son que resultan más costosas debido a los materiales de construcción y tienen un riesgo de taponamiento (Iñiguez, 2021a).

Tiene especial importancia en este tipo de sistemas que se lleve a cabo un tratamiento previo de las aguas residuales para remover sólidos gruesos que esta pueda contener, con la finalidad de evitar problemas de obstrucción al medio de soporte granular y la consecuente afectación que esto pueda tener sobre el funcionamiento del sistema (Rivera & Arévalo, 2015).

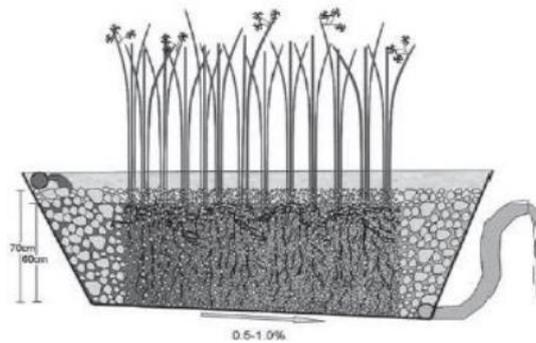
Rivera & Arévalo (2015) definen también que; los humedales de flujo subsuperficial pueden ser de dos tipos en función de la forma de aplicación de agua al sistema: Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal y humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical.

#### 3.2.3.2.2.1 Humedales de flujo subsuperficial horizontal (HAFSSh)

En este tipo de sistemas el agua circula horizontalmente a través del medio granular y los rizomas y raíces de las plantas. La profundidad del agua es de entre 0,3 y 0,9 m. Se caracterizan por funcionar permanentemente inundados (el agua se encuentra entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie) y con cargas de alrededor de 6 g DBO/m<sup>2</sup>·día (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Es importante tomar en consideración que como lo sostiene Martín et al., (2006); los humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal pueden emplearse como Tratamiento Secundario o Avanzado (terciario). El agua residual desbastada y con Tratamiento Primario, fluye horizontalmente a través de un medio poroso (gravilla, grava), confinado en un canal impermeable, en el que se implanta vegetación emergente, preferentemente carrizo.

**Figura 6.** Corte transversal de la estructura de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.



**Fuente:** (Iñiguez, 2021a)

### 3.2.3.2.2 Humedales de flujo subsuperficial Vertical (HAFSsV).

El agua que ingresa lo hace de forma intermitente. De esta manera, las condiciones de saturación con agua en la cama matriz son seguidas de períodos de insaturación, estimulando así el suministro de oxígeno (Iñiguez, 2021a).

Rivera & Arévalo, (2015)menciona que este tipo de humedales las aguas residuales son aplicadas de arriba hacia abajo por medio de un sistema de tuberías de y recogidas posteriormente por una red de drenaje situada en el fondo del humedal. Adicionalmente también mencionan que los sistemas de lujo vertical operan con cargas orgánicas superiores a las que llevan los horizontales (entre 20 y 40 gDBO/m<sup>2</sup>·dia) y llegan a producir efluentes mas oxigenados y sin malos olores.

Es importante destacar también lo mencionado por Serrano & Corzo Hernández, (2008), quienes sostienen que; Los sistemas verticales tienen una mayor capacidad de tratamiento que los horizontales (requieren de menor superficie para tratar una determinada carga orgánica). Por otra parte, son más susceptibles a la colmatación.

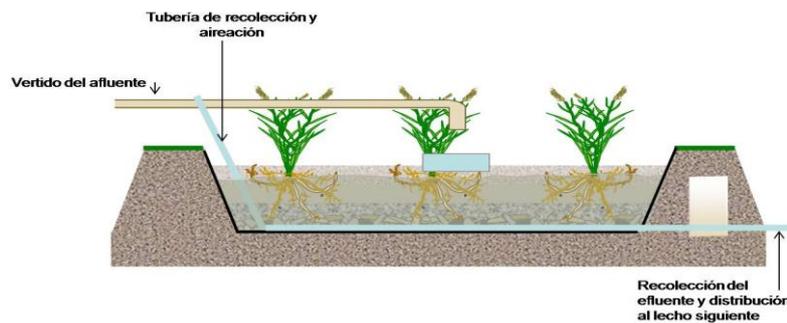
De igual forma Serrano & Corzo Hernández, (2008) mencionan que los elementos por los que están constituidos este tipo de humedales, son similares a los elementos que componen los humedales de flujo subsuperficial horizontales, siendo estos:

- Estructuras de entrada del afluente.

- Impermeabilización
- Medio granular
- Vegetación
- Estructuras de salida

En algunos casos suelen incluir también sistemas de tuberías de aireación.

**Figura 7.** Corte transversal de la estructura de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

### 3.2.3.2.3 Humedales de flujo subsuperficial Vertical “Sistema Francés” (HAFSsV“SF”).

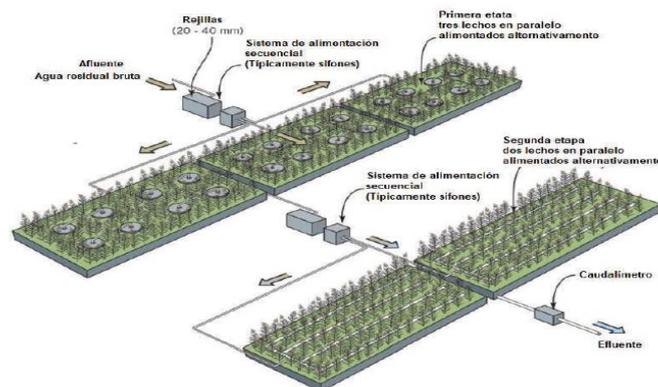
El denominado sistema francés tiene la característica de no emplear un sistema de tratamiento primario. Las aguas residuales pasan por un sistema de desbaste manual y son repartidas directamente sobre el material filtrante de las balsas. La ventaja más importante es que la eliminación de los fangos se realiza aproximadamente cada 8 años. Esto implica una gran reducción de los costes de mantenimiento (David Nuevo, 2023).

En Francia, se han introducido y desarrollado humedales de flujo subsuperficial vertical para el tratamiento de aguas residuales de forma exitosa. Estos sistemas tratan lodos y aguas residuales en un solo paso. Los humedales franceses de flujo subsuperficial vertical se componen de dos etapas, y cada etapa contiene celdas que funcionan alternadamente (Dotro et al., 2017).

Estas etapas consisten en:

- La primera etapa, que es dividida en tres filtros paralelos, es alimentada con agua residual cribada es decir que previamente 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.
- La segunda etapa está dividida en dos filtros. El lodo de la primera etapa es recolectado a una tasa aproximada de 2 – 3 cm por año y debe ser removida cada 10 a 15 años (el tiempo de mantenimiento se diferencia a lo estipulado por David Nuevo (2023), sin embargo, sigue siendo un tiempo conveniente en términos de reducción de costes de mantenimiento). En la segunda etapa, se produce una eliminación de materia orgánica adicional y continúa la nitrificación.

**Figura 8.** Estructura de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”.



**Fuente:**(Dotro et al., 2017)

Dotro et al., (2017) resaltan la simplicidad del sistema francés. Aparte de la malla y los filtros en las dos etapas, no existen otras unidades de tratamiento, es decir, no hay tanques para tratamientos primarios o anaerobios, no existen tampoco unidades de tratamiento biológico, tanques de sedimentación secundarios o unidades similares, así como tampoco existen unidades para el tratamiento de lodos (esto debido a que no existen unidades que generen lodos primarios o en exceso). Un componente crítico para el diseño del humedal de flujo subsuperficial vertical estilo francés es un buen establecimiento de las plantas a utilizar en este (*Phragmites* sp.). A medida que se desarrolla en el depósito la capa orgánica, las plantas juegan un papel fundamental, esto porque a medida que los tallos de estas plantas son

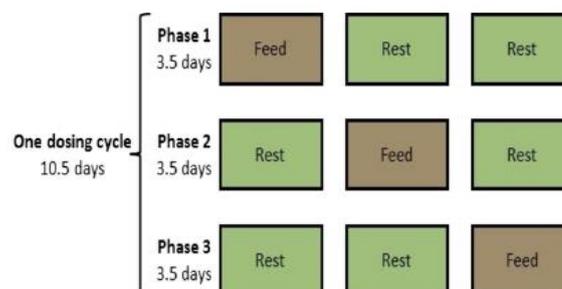
movidos por el viento, los esfuerzos mecánicos abren rutas en la capa superior del lecho del propio humedal. Este detalle es de vital importancia para mantener la capacidad de infiltración del lecho, ayudando así a mantener la aireación pasiva en el filtro. En otros países se han utilizado con éxito otras plantas, pero siempre es importante analizar si estas podrán realizar esta función, y también de resistir periodos sin flujo de aguas residuales.

Los filtros se dosifican de forma alterna, de modo que un filtro se alimenta, mientras los demás descansan (Figura 9). Estas alternancias son fundamentales para el correcto funcionamiento del humedal de FV tipo francés. La alimentación alterna ayuda a controlar el crecimiento de la biomasa adherida en la superficie del medio filtrante, ayuda a mantener las condiciones aerobias dentro del propio lecho del filtro y ayuda a la mineralización de la materia orgánica que se acumula en la superficie de los filtros de la primera etapa (Dotro et al., 2017).

Dotro et al., (2017) también menciona que los filtros de la primera etapa generalmente se alimentan durante un lapso de 3,5 días y reposan por 7. En la segunda etapa los filtros se alimentan generalmente por 3,5 y reposan 3,5 también. Este tipo de alimentación alternada requiere que el operador encargado del sistema haga visitas semanales de al menos dos veces por semana, esto con la finalidad de cambiar la alimentación de las etapas y asegurarse de un correcto funcionamiento del sistema.

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. En la figura 9 se ilustra el funcionamiento secuencial por lotes.

**Figura 9** Esquema de funcionamiento de la primera etapa de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”.



**Fuente:** (Dotro et al., 2017)

En el esquema anterior se representa la operación de la primera etapa de un sistema de humedales de flujo subsuperficial vertical, en su primera etapa cin tres camas, alternando los periodos de alimentación y descanso a lo largo de un ciclo completo. En Francia, cada fase típicamente de 3,5 días el ciclo completo, esto es  $3 \cdot 3,5 = 10,5$  días (3,5 días de alimentación o llenado y 7 de reposo).

Cabe destacar que según lo mencionado por Dotro et al., (2017) este patrón de alternancia de alimentación y reposo ayuda al proceso de forma tal que:

- Asegure una transferencia adecuada de oxígeno al medio poroso.
- Estabilice la capa que se retiene sobre los lechos filtrantes en la etapa de reposo.
- Implemente fases de descanso que no generen estrés para las plantas (por ejemplo, falta de agua)
- Mantenga la capa de nieve para un máximo aislamiento térmico durante los períodos secos en climas fríos.

El sistema francés es muy atractivo, pero hay que tener cuidado con la posible generación de olores. Hay un olor muy característico de las aguas residuales/fangos cuando se encuentran en condiciones anaerobias: el olor a “huevos podridos”. Este olor está asociado a la presencia de bacterias sulfatorreductoras que emplean sulfatos como oxidante de la materia orgánica. El resultado del proceso bioquímico es la producción de sulfuros que en medio húmedo da lugar a ácido sulfhídrico ( $H_2S_{(aq)}$ ). Es importante remarcar que este olor típico será mucho más intenso si en las aguas/fangos hay sulfatos, por lo que este problema dependerá de las características del agua de abastecimiento a la población (Hernandez & Monerris, 2023) .

### 3.2.3.3 Aplicaciones.

Una vez que se han conocido cada una de las configuraciones de los humedales artificiales según la forma en la que el agua fluye por estos, se puede considerar como su principal función la eliminación de agentes patógenos y otros contaminantes presentes en las aguas que circulen por estos.

Los humedales artificiales no solo permiten mejorar la calidad de las aguas, sino que ayudan a producir nuevos ecosistemas naturales que sirven de hábitat para una rica diversidad de

organismos vertebrados e invertebrados. Los organismos invertebrados tales como insectos y gusanos contribuyen al proceso de tratamiento, fragmentando y aireando el detritus y consumiendo la materia orgánica. Las larvas de algunos insectos son acuáticas y consumen significativas cantidades de materia durante su crecimiento (Soto Fuster, 2016).

De igual forma Soto Fuster, (2016) sostiene que los humedales artificiales también atraen una gran variedad de anfibios, tortugas, pájaros y mamíferos. El aspecto natural de los humedales artificiales y la disponibilidad de agua y alimento atraen a aves silvestres, que utilizan la vegetación como refugio. Siendo entonces otra de las funcionalidades de los humedales artificiales la integración de las especies en su propia estructura como medio de refugio y desarrollo.

Teniendo en cuenta las diversas aplicaciones de los humedales artificiales, es evidente que la principal utilidad de estos es la que está relacionada con el tratamiento de aguas, (Seoáñez Calvo, 1999) menciona también que las aplicaciones de los humedales artificiales pueden ser las siguientes:

- Tratamiento previo y tratamiento en humedal (como tratamiento integral).
- Tratamiento previo, decantación y tratamiento en humedal (como tratamiento secundario).
- Tratamiento previo, tratamiento secundario (biológico) y tratamiento en humedal (como tratamiento terciario).
- Tratamiento de aguas de tormenta en humedal.
- Tratamiento de preparación (neutralización, etc) y tratamiento de aguas residuales industriales en el humedal (aguas industriales o aguas mixtas).
- Tratamiento de preparación y tratamiento de aguas de mina en el humedal (agua de mina y rara vez aguas mixtas).

Siguiendo la misma línea de las aplicaciones de los humedales artificiales como métodos de saneamiento de aguas residuales Delgadillo et al., (2010) menciona que se utilizan este tipo de humedales se utilizan también para el tratamiento de fangos de depuradoras convencionales, mediante deposición superficial en humedales de flujo subsuperficial donde se deshidratan y mineralizan.

Una vez entendidos los conceptos de humedales, sus diferentes configuraciones y sus utilidades en los diversos campos en los que se pueden desenvolver, siendo que dentro de estos se destacan los procesos que son parte de la depuración de aguas residuales, se puede definir los distintos procesos y mecanismos que forman parte de la remoción de los diferentes contaminantes presentes en las aguas residuales.

### 3.2.3.4 Mecanismos de eliminación de contaminantes.

En un humedal artificial se desarrollan diferentes mecanismos de remoción de contaminantes del agua residual. Un amplio rango de procesos biológicos, físicos y químicos tienen lugar, por lo tanto, la influencia e interacción de cada componente involucrado es bastante compleja (Rivera & Arévalo, 2015).

En la tabla siguiente se muestran los principales procesos y mecanismos de remoción de contaminantes que ocurren en los humedales artificiales.

**Tabla 2.** Principales mecanismos de remoción y transformación de los contaminantes en humedales.

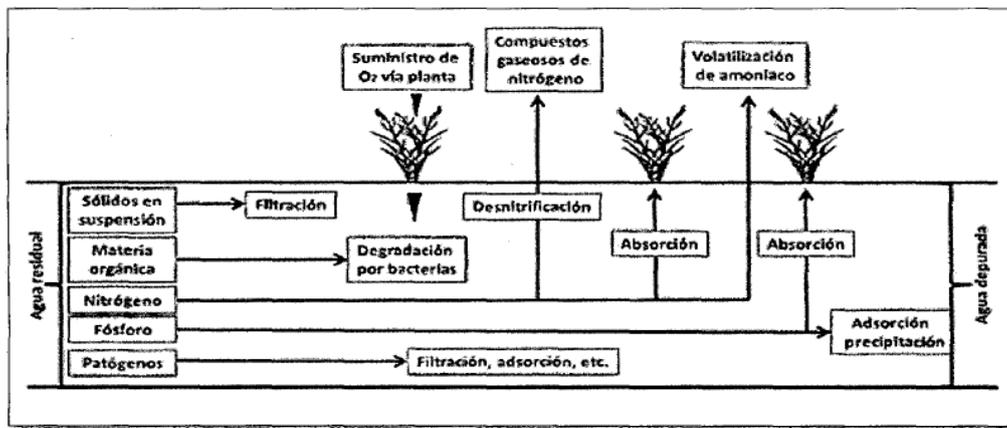
CONSTITUYENTES DEL AGUA RESIDUAL	MECANISMOS DE REMOCIÓN
Sólidos suspendidos	Sedimentación/Filtración
Materia orgánica biodegradable (DBO)	Degradación microbiana (aerobia, anaerobia y facultativa) Sedimentación y filtración
Nitrógeno	Amonificación seguida por la nitrificación-desnitrificación bacteriana Volatilización del amonio Toma por la planta
Fósforo	Sorción en el suelo (reacciones de adsorción-precipitación con el aluminio, hierro, calcio y minerales de la arcilla en el suelo) Toma por la planta
Metales pesados	Sedimentación Adsorción sobre la superficie de la planta y los detritos
Patógenos	Sedimentación/Filtración Muerte natural Radiaciones ultra violeta Excreción de antibióticos por las raíces de las plantas

**Fuente:** (Rivera & Arévalo, 2015)

Rivera & Arévalo, (2015) sostiene también que Los sistemas de humedales pueden tratar con efectividad altos niveles de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), sólidos suspendidos (SS) y nitrógeno, así como niveles significativos de metales, compuestos orgánicos y patógenos. La remoción de fósforo es mínima debido a las limitadas oportunidades de contacto del agua residual con el suelo.

Los procesos que se han descrito en la tabla 2, serán ilustrados en la figura siguiente:

**Figura 10** Procesos de depuración de los humedales artificiales.



**Fuente:** (Rivera & Arévalo, 2015)

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto, a continuación, se explicarán los mecanismos de remoción de contaminantes que ocurren en los humedales artificiales para cada uno de los contaminantes anteriormente expuestos.

#### 3.2.3.4.1 Remoción de sólidos suspendidos (SS).

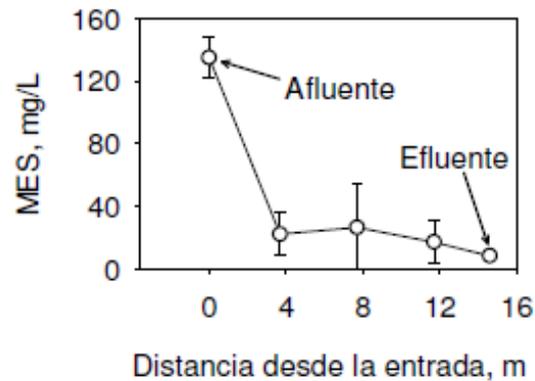
Aunque la mayor parte de los sólidos suspendidos y sedimentables son removidos en el tratamiento previo, los humedales filtran y sedimentan los remanentes, complementando esta remoción. En efecto, las raíces de las macrófitas y el sustrato reducen la velocidad del agua, favoreciendo ambos procesos. El tratamiento previo es muy importante para evitar obstrucciones y la rápida colmatación del humedal (Delgadillo et al., 2010).

La remoción de sólidos es muy efectiva en los dos tipos de humedales (tanto los de flujo superficial, subsuperficial horizontal y vertical). La gran parte de la remoción ocurre en los primeros metros a la entrada, debido a las condiciones tranquilas y a la poca profundidad del agua en el sistema (Rivera & Arévalo, 2015).

Por otro lado Serrano & Corzo Hernández, (2008) sostienen que en los humedales horizontales la mayor parte de la eliminación de la materia en suspensión sucede cerca de la zona de entrada y su concentración va disminuyendo de forma aproximadamente exponencial a lo largo del

lecho. En general, casi toda la eliminación de la materia en suspensión sucede en 1/4 - 1/3 de la longitud total del sistema.

**Figura 11.** Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En cuanto a los sistemas verticales Serrano & Corzo Hernández, (2008) mencionan que la retención de la materia en suspensión ocurre en los primeros centímetros del medio granular. Su concentración disminuye de forma similar a como ocurre en los horizontales, pero en sentido vertical. El rendimiento de eliminación de la materia en suspensión tanto en sistemas horizontales como en verticales suele ser muy elevado. Normalmente es de más del 90% produciendo efluentes con concentraciones menores de 20 mg/L de forma sistemática.

#### 3.2.3.4.2 Remoción de materia orgánica.

En los humedales artificiales la remoción de materia orgánica sedimentable es muy rápida, debido a la poca velocidad en los sistemas de flujo libre y la deposición y filtración de sistema subsuperficial, donde cerca del 50% de la DBO aplicada es removida en los primeros metros del humedal (Rivera & Arévalo, 2015).

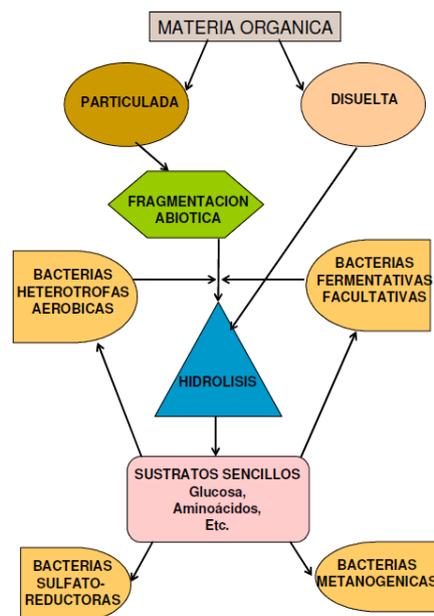
La eliminación de la materia orgánica en los humedales es compleja ya que es el resultado de la interacción de numerosos procesos físicos, químicos y bióticos que suceden de forma simultánea. La materia orgánica particulada es retenida por filtración cerca de la entrada en sistemas horizontales y cerca de la superficie en verticales (tal y como se ha descrito para la materia en suspensión, ya que gran parte de esta materia orgánica es básicamente la materia

en suspensión). Esta fracción particulada, por fragmentación abiótica, se convierte en partículas más pequeñas que pueden ser hidrolizadas por enzimas extracelulares (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica por parte de los microorganismos son diversos, en función de sus agentes limitantes como oxígeno disuelto, siendo entonces que se dan por ejemplo procesos aerobios o anaerobios (Delgadillo et al., 2010).

En la siguiente figura, se puede apreciar los diferentes procesos de degradación de materia orgánica en los humedales artificiales.

**Figura 12.** Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Serrano & Corzo Hernández, (2008) mencionan también que El rendimiento de eliminación de la materia orgánica en sistemas de humedales horizontales y verticales es óptimo si están bien diseñados, construidos y explotados. Tanto para la DQO como para la DBO se alcanzan rendimientos que oscilan entre 75 y 95% produciendo efluentes con concentración de DQO menor de 60 mg/L y de DBO menor de 20 mg/L.

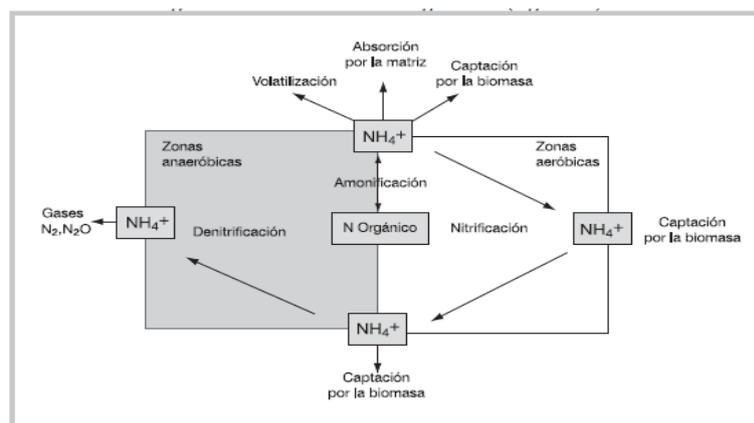
### 3.2.3.4.3 Remoción de nitrógeno.

Los principales mecanismos de remoción de nitrógeno en humedales construidos son la nitrificación y la desnitrificación, que ocurren en diferentes zonas del sustrato. Todo el proceso puede ser dividido en pasos, iniciando con la amonificación, seguido por la nitrificación y desnitrificación. La amonificación ocurre en las zonas aeróbicas, como también en zonas anaeróbicas, por la mineralización del nitrógeno contenido en los orgánicos (Delgadillo et al., 2010).

La nitrificación es realizada por bacterias autótrofas aeróbicas que aprovechan el poder reductor del amonio y éste se convierte en nitrato. La nitrificación requiere de 4,6 mg de oxígeno por cada miligramo de amonio (expresado como nitrógeno). La reacción de la desnitrificación permite eliminar el nitrato formado previamente por la nitrificación y convertirlo en nitrógeno gas. Esta reacción sólo ocurre en condiciones anóxicas y en presencia de materia orgánica, ya que es realizada por bacterias heterotróficas (Rivera & Arévalo, 2015).

Estos procesos que anteriormente han sido mencionados y sus correlaciones se muestran en la siguiente figura.

**Figura 13.** Diagrama del metabolismo de nitrógeno.



**Fuente:** (Delgadillo et al., 2010)

En los humedales horizontales puesto que la transferencia de oxígeno es baja y hay pocas zonas aeróbicas, la nitrificación no es destacable y el rendimiento de eliminación del amonio no supera generalmente el 30%. En los humedales verticales se obtienen muy buenos

rendimientos de conversión del amonio a nitrato dado el carácter aeróbico de la gran parte del lecho. En general la nitrificación es total (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

De igual forma Serrano & Corzo Hernández, (2008), mencionan que, dado que las plantas pueden eliminar el nitrógeno mediante la asimilación del amonio o nitrato, este nitrógeno asimilado (en su mayor parte como amonio), es incorporado a la biomasa y por ende eliminado del agua. Al morir las partes aéreas de las plantas, durante su senescencia anual, el nitrógeno puede retornar al humedal. Con lo cual es recomendable podar la vegetación antes de su senescencia. En términos generales en aguas de tipo urbanas, las plantas eliminan efectivamente entre un 10 y un 20 % de del nitrógeno presente en esta.

#### **3.2.3.4.4 Remoción de fósforo.**

El fósforo está presente en las aguas residuales en tres distintas formas: como ortofosfato, polifosfato y fosfato orgánico. Cerca del 25% del fósforo total fijado en el agua residual está presente como ortofosfatos tales como:  $PO_4$ ,  $HP_0_4$ -  $H_2PO_4$   $H_3PO_4$ , que están disponibles para el metabolismo biológico inmediato. Por lo tanto, en términos de utilización, en la planta de tratamiento lo que importa es la concentración de fosfato orgánico antes que la concentración de fósforo total (Delgadillo et al., 2010).

Serrano & Corzo Hernández, (2008) menciona que los mecanismos de eliminación del fósforo pueden ser de tipo biótico y abiótico. Los bióticos incluyen la asimilación por parte de las plantas y los microorganismos. Los abióticos abarcan fundamentalmente la adsorción por el medio granular. En la actualidad parece que la mejor manera de eliminar el fósforo es incorporando en los sistemas de humedales procesos de precipitación, por ejemplo, por adición de sales de aluminio.

Rivera & Arévalo, (2015) sostiene que los mecanismos principales para la remoción del fósforo son:

- La adsorción.
- La formación de complejos.
- La precipitación.
- La toma por las plantas.

La remoción de fósforo inorgánico a través de la toma por la planta es una vía rápida para la remoción de fósforo, sin embargo, es necesario tener en cuenta la poda de las plantas para así evitar el retorno de este al sistema. La adsorción del fósforo a las partículas del suelo es un proceso de remoción cuya capacidad de adsorción va a estar dada por la presencia de hierro aluminio o calcio en el propio suelo o sustrato, así como la presencia de minerales de arcilla o materia orgánica, que faciliten la formación de ortofosfatos para facilitar la asimilación de estos y posterior remoción de fósforo. Así mismo los procesos de formación de complejos y precipitación están estrechamente ligados a los procesos abióticos mencionados anteriormente, mediante la utilización de procesos de adsorción-desorción, y precipitación química con sulfatos de hierro o aluminio.

Es importante también tomar en cuenta lo descrito por Delgadillo et al., (2010), quien menciona que, dependiendo del valor de pH dentro del sustrato, el fósforo está presente en la forma de sal soluble o minerales insolubles, lo cual significa que el fósforo puede ser transferido dentro de un humedal artificial, o de no ser el caso evaluar otras vías de remoción de fósforo.

#### **3.2.3.4.5 Remoción de patógenos.**

La remoción de estos microorganismos se basa en una combinación de factores físicos, químicos y biológicos. Los factores físicos incluyen la filtración, sedimentación, agregación y acción de la radiación ultravioleta. Los mecanismos biológicos incluyen la predación y ataque por bacteriófagos y protozoos y también la muerte. Los factores químicos son la oxidación, adsorción y la exposición a toxinas fijadas por otros microorganismos y exudadas por las raíces de las plantas (Soto Fuster, 2016).

Se ha observado que tanto en sistemas de humedales artificiales de flujo vertical como horizontal la eliminación es dependiente del tiempo de permanencia y del medio granular. Cuanto menor es el diámetro del medio granular, mayor es el nivel de eliminación obtenido. Para evaluar la eficiencia de eliminación de los patógenos se suele estudiar la eliminación de microorganismos indicadores de la contaminación fecal, como son por ejemplo los coliformes fecales. El grado de eliminación obtenido en sistemas horizontales y verticales es similar y oscila entre 1 y 2 unidades logarítmicas/100 mL aproximadamente para todos los indicadores (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Por otro lado Rivera & Arévalo, (2015), menciona que la eliminación de coliformes fecales en humedales artificiales se ajusta a modelos de cinética de primer orden, lográndose la mayor parte del abatimiento en los primeros tramos de los humedales de forma que hacia la mitad de estos ya se han removido cerca del 80% de estos microorganismos. Sin embargo, también se debe considerar que de darse intensos eventos de lluvia los picos de caudal influyen negativamente en la eficiencia de remoción de coliformes fecales. Por esto la mayoría de los sistemas de humedales utilizan una forma adicional de desinfección.

#### **3.2.3.4.6 Remoción de otros contaminantes.**

Cada vez hay más interés por contaminantes emergentes diferentes de los que normalmente se han considerado en la tecnología de la depuración de aguas. Dentro de estos contaminantes se incluyen metales pesados, tensioactivos, productos farmacéuticos, productos de uso personal y de limpieza, y microorganismos como *Cryptosporidium*. En este momento los datos existentes en el campo de los humedales subsuperficiales son más bien escasos. No obstante, estos aspectos se están estudiando y en pocos años se va a disponer de bastante información (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Por otro lado Rivera & Arévalo, (2015) ha mencionado que los metales tienen una alta afinidad para la adsorción y complejización con material orgánico. Los metales pueden encontrarse en formas solubles o como partículas asociadas, siendo las primeras las formas más biodisponibles. Se considera que la remoción de metales sea semejante a la remoción del fósforo; pero poco se conoce acerca de los mecanismos que ocurren. Entre los mecanismos propuestos se incluyen la adsorción, sedimentación, precipitación química y toma por las plantas. Al igual que en el proceso de remoción de fósforo, los metales pueden liberarse durante cierto período, los cuales se han asociado a cambios en los potenciales redox dentro del sistema.

#### **3.2.3.5 Construcción.**

Los aspectos más importantes a tener en cuenta para la construcción de humedales son básicamente, la impermeabilización de la capa superficial del terreno seleccionado y posterior colocación del medio granular, el establecimiento de la vegetación y las estructuras de entrada y salida (Rivera & Arévalo, 2015).

Sin embargo Serrano & Corzo Hernández, (2008) sostienen que además de la impermeabilización existen 4 etapas a considerar, las cuales son:

### 3.2.3.5.1 Establecimiento de una plataforma de trabajo.

El objetivo principal de esta actividad es retirar toda la vegetación, objetos construcciones existentes y la capa vegetal superficial (aproximadamente 0,2 m de espesor) que se encuentren en el sitio donde se construirá la instalación. También se incluye dentro de este proceso, el movimiento de todo el material resultante de la limpieza y remoción de la capa vegetal superficial hacia un espacio de disposición final o vertedero autorizado (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

*Figura 14. Operaciones de desbroce y limpieza durante la construcción de un sistema de humedales artificiales.*



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Se recomienda también eliminar todos los troncos y raíces de diámetro superior a 10cm ya sea de forma manual o mecánica. A demás es importante señalar tuberías, conexiones eléctricas o cualquier otro elemento del cual se conozca su existencia o bien se encuentre durante la excavación, y que deba conservarse o reponerse con posteridad (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Posteriormente a los trabajos de desmonte, es necesario efectuar un levantamiento topográfico para proyectar la obra. Una vez obtenido el plano, se procede a realizar el trazo, que consiste en la propuesta y posterior replanteo sobre el terreno de las estructuras diseñadas y establecidas en los planos. Posterior al proceso anteriormente mencionado se propone un replanteo del terreno, mismo que consiste en delimitar y marcar en el terreno las áreas en la

cuales se construirán los diferentes componentes necesarios para la implementación de los humedales a construir, como ser cámaras de registro, dique del humedal, ubicación de tuberías de conducción, etcétera (Delgadillo et al., 2010).

**Figura 15.** Levantamiento topográfico.



**Fuente:** (Delgadillo et al., 2010)

**Figura 16.** Replanteo.



**Fuente:**(Delgadillo et al., 2010)

### **3.2.3.5.2 Excavación y movimiento de tierras.**

Una vez que se ha definido la situación de la instalación en el terreno delimitado previamente en el proceso del replanteo, se procede a excavar o rellenar según sea el caso, y en la medida de lo posible cuando sea preciso se ha de rellenar con materia procedente del propio terreno. La excavación ha de realizarse por medios mecánicos convencionales o métodos avanzados, según los datos del estudio geotécnico previamente realizado en el lugar, este estudio geotécnico y su respectivo levantamiento topográfico, también pondrá en evidencia la posible necesidad de encajar la cota de proyecto mediante taludes (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

De igual forma Serrano & Corzo Hernández, (2008), sostiene que en lo referente a los taludes de excavación permanente se debe realizar una limpieza óptima de su superficie para evitar desprendimiento de rocas. La inclinación de los taludes de excavación que se recomienda tiene una relación de 1:1 en los taludes de desmonte, las zanjas para la colocación de tuberías (Figura 17) y arquetas se pueden realizar con una relación de hasta 1H:2V en el caso de que se excave hasta una profundidad de 1,5 m, y con una relación de hasta 1H:1,5V si se sobrepasa esa cota. Cuando se trate del terraplenado o relleno de zanjas donde se ha colocado una tubería deberán evitarse cargas excesivas durante el proceso de construcción.

*Figura 17. Excavación de una zanja para la colocación de una tubería y excavación y conformación de taludes durante la construcción de un sistema de humedales construidos.*



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Cuando haya presencia de aguas freáticas será necesario disponer de equipos de evacuación de las mismas, para poder realizar el movimiento de tierras en seco. En estos casos, también es aconsejable plantear bajo las celdas un sistema de drenaje del nivel freático para evitar posibles hundimientos de las celdas al rellenarlas con el material granular, o una vez la obra haya entrado en funcionamiento (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

De igual forma se plantea que una vez terminado el movimiento de las tierras se deben realizar una comprobación de las dimensiones del humedal mediante herramientas como el levantamiento topográfico.

**Figura 18.** Conformación de los taludes de las celdas de un sistema de humedales. En este caso las celdas se construyeron por excavación.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

### **3.2.3.5.3 Nivelación y compactación de las celdas.**

Esta es una de las actividades más importantes durante la construcción de sistemas de humedales ya que una nivelación incorrecta provocará que en las celdas el agua circule de forma preferente por determinadas zonas dando lugar a cortocircuitos que disminuirán la eficiencia esperada. Además, también se emplean técnicas de compactación del fondo del humedal utilizando material que no contenga gravas y de un espesor menor de 0,25, se puede hacer una o dos capas de este espesor, controlando la compactación con el debido cuidado que necesite según el tipo de suelo humedad y nivel de compactación. Se recomienda que esta compactación se realice con equipos que no dejen huella, ya que en este caso darán lugar a caminos preferenciales. Cuando este proceso se haya realizado de manera correcta, se recomienda utilizar un herbicida sobre el lecho del humedal, para evitar el crecimiento de especies vegetales no deseadas (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

### **3.2.3.5.4 Sistema de distribución y recogida.**

Los principales elementos de estos sistemas son las arquetas, mismas que pueden ser prefabricadas para favorecer su manejo en lo que respecta a su montaje, para su colocación se

debe realizar una excavación de mayor tamaño que la propia arqueta, favoreciendo así su manipulación e instalación. Se construye una losa de mortero de unos 6 cm de grosor o se compacta su base, seguidamente se introduce la arqueta con las conexiones a las tuberías o conducciones ya preparadas, y se rellena el espacio entre la excavación y la arqueta con material filtrante (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

El sistema de drenaje para ambos humedales (vertical y horizontal) es construido con tubería de desagüe con perforaciones de acuerdo con la gradación de grava diseñada para el drenaje del humedal. En el caso de construir el sistema de drenaje para un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, se recomienda la utilización de una tubería de 4", perforada, la cual está ubicada en el extremo de salida del humedal. En cambio, el sistema de drenaje de los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical está distribuido a lo largo del lecho del humedal, dispuesto en forma de espina de pescado (Delgadillo et al., 2010).

Es importante considerar el especial cuidado que se debe tener en las uniones y en los puntos de cambio de dirección de las tuberías instaladas para así, evitar fugas, incluso es posible que en determinados puntos las tuberías requieran anclajes según se necesite. Los canales de entrada en los sistemas de flujo horizontal se sitúan en la cabecera de las celdas y en todo su ancho, de forma que el agua residual se reparta uniformemente (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

De igual manera Serrano & Corzo Hernández, (2008), mencionan que la disposición de drenaje debe ser cuidadosa con el objetivo de evitar su posible rotura. La forma más óptima de lograr evitar esto es ir tapando poco a poco la tubería de drenaje de un sistema horizontal con el medio granular de gran tamaño de la zona de salida. En la figura 19 se observa cómo se lleva a cabo dicho proceso (nótese que esta tubería ya se encuentra sobre el geotextil o medio impermeabilizante).

**Figura 19.** Colocación de la tubería de salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

#### **3.2.3.5.5 Sistema de impermeabilización.**

La impermeabilización es uno de los factores más importantes en lo que respecta a la construcción de los humedales artificiales. Consiste en colocar una barrera impermeable (capa de arcilla, bentonita, asfalto, membranas o algún tipo de fibra sintética) para aislar la contaminación del suelo y de las aguas subterráneas. El fondo del humedal deberá ser compactado y nivelado con una ligera pendiente para asegurar el drenaje además de proporcionar las condiciones necesarias para el flujo del sistema. El material impermeable deberá quedar colocado en toda la longitud y ancho del lecho del humedal artificial (Rivera & Arévalo, 2015).

Es importante considerar que la superficie de cada celda del humedal esté completamente lisa y sin elementos que puedan perforar o cortar la geomembrana, además debe estar nivelada sin dejar de lado la inclinación uniforme y continua de cara al correcto funcionamiento de los sistemas de drenaje (se deben tomar en cuenta la no existencia de cambios abruptos de pendiente). La superficie de apoyo debe estar compactada, considerando un grado de compactación igual o superior a 90% mediante el procedimiento de Proctor Modificado, así

previniendo asentamientos diferenciales que puedan inducir deformaciones importantes en la geomembrana (Delgadillo et al., 2010).

*Figura 20. Compactación del lecho de fondo.*



**Fuente:** (Delgadillo et al., 2010)

De igual forma Delgadillo et al., (2010), mencionan que, en la colocación de la geomembrana, se debe realizar de forma tal que vaya en sentido de la máxima pendiente del humedal.

En contraste Serrano & Corzo Hernández, (2008), sostienen que la colocación de la geomembrana en las celdas es una operación que requiere gran cuidado, principalmente en lo referente a la soldadura y el anclaje, evitando las arrugas de la lámina. También deben tenerse en cuenta las tensiones que se pueden generar como consecuencia de los cambios de temperatura ambiente.

En lo que respecta al anclaje de la geomembrana, Delgadillo et al., (2010), mencionan un anclaje que consiste en una zanja en la periferia del área del humedal, misma zanja debe estar nivelada y compactada, además debe estar libre de afloramientos rocosos, grietas, depresiones y cambios abruptos de pendientes.

La zanja de anclaje por lo general se lleva a cabo a un metro de la cresta del talud, con unas dimensiones de 0.3 x 0.3 m (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

**Figura 21.** Tendido y anclaje de la geomembrana.



**Fuente:** (Delgadillo et al., 2010)

Una vez la geomembrana está instalada se coloca el geotextil interior si procede. Su colocación es similar a la de la geomembrana y es preferible que extienda hacia fuera de las celdas del humedal para que no se acumule tierra y otros materiales entre él y la lámina. En la Figura 22 se muestran las operaciones de colocación del geotextil en una celda. Nótese que las telas del geotextil se colocan en un extremo de la celda y se desenroscan, es importante considerar que en todas las configuraciones de impermeabilización las telas no se han de coser, sino que simplemente se sobreponen una sobre otra en donde se requiera agregar más extensión de la geomembrana o el geotextil (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

**Figura 22.** Operaciones de colocación del geotextil.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

### 3.2.3.5.6 Medio granular.

La principal característica del medio es que debe tener la permeabilidad suficiente para permitir el paso del agua a través de él. Esto obliga a utilizar suelos de tipo granular principalmente grava seleccionada con un diámetro de 5 mm aproximadamente y con pocos finos. El medio granular debe ser limpio (exento de finos), homogéneo, duro, durable y capaz

de mantener su forma a largo plazo. Además, debe permitir un buen desarrollo de las plantas y del biofilm (Rivera & Arévalo, 2015).

El relleno de las celdas del humedal de flujo horizontal con el medio granular se inicia con la colocación de la franja de material de mayor tamaño en el inicio y el final de cada celda. A continuación, se procede a colocar el propio medio granular. En los humedales de flujo vertical se colocan las capas de material granular según su tamaño, siendo la capa más superficial arena gruesa, la capa intermedia grava y la capa de fondo grava gruesa, evitando de esta manera la mezcla entre ellas (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

La selección del material granular es un paso crítico, ya que de él depende gran parte del éxito del sistema. Puede usarse roca triturada y seca, pero con este material existe el problema de la segregación de finos, que más tarde darán lugar a posibles atascamientos, por lo que es preferible la utilización de piedra lavada o grava, aunque también pueden utilizarse agregados gruesos de los usados en la fabricación de concreto (Rivera & Arévalo, 2015).

Una vez seleccionado y acumulado el material gravoso en la zona de construcción, el mismo es dispuesto en capas en toda la superficie del humedal, hasta llenar la cantidad de grava según el diseño (Delgadillo et al., 2010).

En el proceso de colocación de la grava se recomienda evitar la entrada de maquinaria sobre las celdas del humedal; sin embargo, cuando no es posible llegar a verter a ciertas zonas del propio humedal el material gravoso se debe realizar el llenado con maquinaria ligera, de forma que no comprometa el correcto funcionamiento del sistema de recogida y drenaje ni el sistema de impermeabilización del humedal artificial. En la figura 23, se puede observar que en la primera imagen se lleva a cabo el llenado de las celdas con maquinaria pesada para agilizar el trabajo, pero en la imagen subsecuente se observa que el llenado se lo lleva a cabo con maquinaria ligera (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

**Figura 23.** Imagen superior: colocación del material granular desde el exterior de la celda.  
Imagen inferior: colocación del material granular con maquinaria ligera desde el interior de la celda.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

### 3.2.3.5.7 Vegetación utilizada.

Rivera & Arévalo, (2015) mencionan que al seleccionar la vegetación que se ha de usar en un sistema de humedales artificiales cuya finalidad sea la depuración de aguas residuales, se debe tener en cuenta principalmente las características de la región donde se implementará el proyecto, y de igual forma realizan las siguientes recomendaciones:

- Las especies deben ser colonizadoras activas, con eficaz extensión del sistema de rizomas.
- Deben ser especies que alcancen una biomasa considerable por unidad de superficie para conseguir la máxima asimilación de nutrientes.
- La biomasa subterránea debe poseer una gran superficie específica para potenciar el crecimiento del biofilm.
- Se debe tratar de especies que puedan crecer fácilmente en las condiciones ambientales del sistema proyectado.
- Debe tratarse de especies con una elevada productividad.
- Las especies deben tolerar los contaminantes presentes en las aguas residuales.
- Se deben utilizar especies propias de la flora local.

Delgadillo et al., (2010), menciona que dentro de lo que compete al papel de la vegetación en lo referente al tratamiento de aguas residuales en humedales artificiales, va a ser un factor determinante la configuración y características de las raíces y rizomas enterrados. De igual manera se define que estas plantas emergentes contribuyen al tratamiento del agua residual y escorrentía de la siguiente forma:

- Estabilizan el sustrato y limitan la canalización del flujo.
- Dan lugar a velocidades de agua bajas y permiten que los materiales suspendidos se depositen.
- Toman el carbono, nutrientes y elementos traza y los incorporan a los tejidos de la planta.
- Transfieren gases entre la atmósfera y los sedimentos.
- El escape de oxígeno desde las estructuras subsuperficiales de las plantas oxigena otros espacios del sustrato.
- El tallo y los sistemas de la raíz dan lugar a sitios para la fijación de microorganismos.

En la siguiente tabla se resumen las características más destacables de las tres especies más utilizadas en los humedales artificiales:

**Figura 24.** Principales características de las especies más utilizadas en humedales artificiales.

Nombre Científico	Familia	Nombre (s) común (es)	Características sobresalientes	Distancia de siembra	Penetración de raíces en grava	Temperatura C		Salinidad ppt	pH
						Deseable	Germinación de semillas		
<i>Thypha spp</i> 	Tifácea	Espadaña, Enea, Anea, Junco, Bayón, Bayunco, Bohordo, Herea, Junco de la pasión, Maza de agua	Ubicua en distribución Capaz de crecer bajo diversas condiciones ambientales Se propaga fácilmente Capaz de producir una biomasa anual grande. Tiene potencial pequeño de remoción de N y P por la vía de la poda y cosecha.	60 cm	Relativamente pequeña (30 cm) por lo que no es recomendable para sistemas de flujo subsuperficial	10-30	12-24	30	4 – 10
<i>Scirpus spp</i> 	Ciperácea	Totora	Perennes Crecen en grupo Plantas ubicuas Crecen en aguas costeras, interiores salobres y humedales Crecen bien en agua desde 5 cm hasta 3 m de profundidad	30 cm	60 cm por lo que es recomendable para sistemas de flujo subsuperficial	18 - 27		20	4 – 9
<i>Phragmites spp australis más común</i> 	Gramínea	Carrizo	Anuales Altos Rizoma perenne extenso Plantas acuáticas usadas más extensas Pueden ser más eficaces en la transferencia de oxígeno porque sus rizomas penetran verticalmente y más profundamente. Son muy usadas en humedales porque ofrecen un bajo valor alimenticio	60 cm	40 cm por lo que es recomendable para sistemas de flujo subsuperficial	12-23	10-30	45	2 – 8

**Fuente:** (Delgadillo et al., 2010)

La plantación puede realizarse de plántulas que han sido previamente cultivadas en vivero o bien de rizomas que se obtienen de otros sistemas de humedales construidos o de humedales

naturales (en estos dos últimos casos será necesario disponer de los permisos adecuados). La plantación de plántulas que han sido previamente cultivadas en vivero da muy buenos resultados, aunque es la opción más cara. También funciona bien la plantación de rizomas que se obtienen de otros sistemas de humedales construidos. (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Según Serrano & Corzo Hernández, (2008), la forma de plantación de las plántulas utilizadas en el humedal artificial es realizando unos agujeros en el medio granular de forma manual, para que una vez insertadas las plántulas estos se han de tapar. Una parte de la biomasa subterránea de las plantas debe estar sumergida en el agua. La densidad del cultivo es de 3 plantas por metro cuadrado. En contraste a lo descrito por Serrano & Corzo Hernández quienes aseguran que el rendimiento del cultivo será mejor en ciertos meses del año, se puede discutir el efecto que la estacionalidad tiene en dicho cultivo, puesto que en la ciudad de Santo Domingo y en todo el territorio ecuatoriano, se manejan temperaturas cuasi constantes (características de cada región natural) durante todo el año, con lo cual es indiferente el mes del año en el que se realice la plantación del carrizo.

**Figura 25.** Operaciones de plantación de plántulas de carrizo en un sistema de flujo subsuperficial.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Es importante destacar que es conveniente que, en un principio, luego de realizar la plantación se debe mantener el nivel del agua en uno o dos centímetros por encima del medio granular, de esta forma se previene el crecimiento de malas hierbas. Una vez que la plantación haya alcanzado un buen desarrollo, el nivel del agua debe estar a unos 5

centímetros por debajo del medio granular, de esta forma se evitan malos olores, y se asegura un funcionamiento óptimo del humedal.

### **3.2.3.6 Consideraciones Operativas.**

#### **3.2.3.6.1 Puesta en marcha.**

Previo a la puesta en marcha del sistema de humedales artificiales se debe comprobar el correcto funcionamiento del pretratamiento, tratamiento primario, sistemas de reparto de caudal, válvulas, sistema de tuberías, etc. (Basantes, 2018)

Se considera que la puesta en marcha ha finalizado cuando la vegetación está bien consolidada, es decir aproximadamente un año o ciclo biológico. Las poblaciones bacterianas responsables en gran parte de la eliminación de los contaminantes se desarrollan en un periodo que va de 3 a 6 meses. Como se ha mencionado anteriormente es conveniente que el nivel del agua aflore en la superficie de los humedales unos centímetros, para evitar el crecimiento de malas hierbas, este nivel de inundación se debe mantener al menos durante los dos primeros meses, si este encharcamiento no puede llevarse a cabo porque generan malos olores, la remoción de las malas hierbas debe realizarse manualmente (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Martín et al., (2006) sostienen que periódicamente, se irá bajando el nivel de encharcamiento del sustrato, modificando la altura del punto de salida de los efluentes depurados, con objeto de forzar a las plantas a desarrollar más rápidamente las raíces. Transcurridos unos dos años desde la plantación, se procederá a ir subiendo el nivel de encharcamiento, hasta dejarlo ligeramente por debajo de la superficie del sustrato, de forma que sobre este no se formen charcos.

#### **3.2.3.6.2 Operación y mantenimiento.**

Para un adecuado mantenimiento y operación de una EDAR es necesario contar con varios recursos, tanto humanos como operativos, siendo así el personal que trabaje en dichas instalaciones esté apto para ejecutar protocolos de cara a un correcto funcionamiento de la EDAR (Iñiguez, 2021b).

En base a lo anteriormente mencionado se considera necesario definir las dos etapas de la siguiente manera:

➤ **Operación:** Es el conjunto de acciones externas que se efectúan en forma sistemática con una determinada antelación y frecuencia, para lograr el adecuado funcionamiento de la EDAR. Las acciones de carácter operativo en pro de un correcto funcionamiento de una EDAR, incluye: el registro de operación, registro de mantenimiento e inspecciones, la planificación del muestreo del efluente y afluente, con el objetivo de verificar la eficiencia de las operaciones unitarias. Estas operaciones unitarias serán responsabilidad de los operarios, quienes han tenido una preparación previa para cumplir sus tareas a cabalidad, siendo una de las funciones más importantes el monitorear que no existan obstrucciones, roturas o filtraciones en los elementos que forman parte de la EDAR, asegurando así un caudal constante y como consecuencia y funcionamiento óptimo del sistema de tratamiento (Velasco, 2017).

➤ **Mantenimiento:** El mantenimiento es el conjunto de acciones internas que se ejecutan en forma permanente y sistemática en las instalaciones y estructuras para mantenerlos, prevenir o reparar daños a fin de lograr un adecuado funcionamiento y mantener la capacidad del sistema (Velasco, 2017).

De forma general los procesos de mantenimiento buscan prolongar la vida útil de los diversos elementos de la EDAR, de igual manera buscan mantener la limpieza y ordenamiento general de cada elemento, a la vez que se preocupa del arreglo o reposición de elementos o procesos fuera de orden. Con lo cual se pueden definir tres tipos de mantenimientos:

- Mantenimiento preventivo.
- Mantenimiento correctivo.
- Mantenimiento de emergencia.

De cara a un correcto funcionamiento de la EDAR, se recomienda tener un correcto manejo del primer tipo de mantenimiento para evitar tener que realizar los otros dos, en contraste según lo que expone Serrano & Corzo Hernández, (2008), es de vital importancia asegurar el correcto funcionamiento de los tratamientos previos al ingreso al humedal, de esta forma se evitan procesos tempranos de colmatación, en el mismo documento se recomienda realizar inspecciones de por lo menos dos veces por semana. La revisión semanal también incluirá un control del nivel de inundación del humedal. No debe permitirse en ningún caso que las raíces

de las plantas se queden sin agua y por tanto se vigilará que el nivel de agua se mantenga unos 5 cm por debajo de la superficie del medio granular.

Como otros métodos de mantenimiento correctivo tenemos también el evitar la entrada de animales que se alimenten de las plantas del humedal, evitar pisar el sustrato del humedal, con el objetivo de evitar su compactación y como consecuencia la disminución de su conductividad hidráulica. De igual forma se debe mantener un corte paulatino de las plantas del humedal una vez que terminen su ciclo vegetativo (Martín et al., 2006).

Como método de control de estos mantenimientos, los operarios deben llevar un registro tabulado en fichas diarias o semanales según corresponda para cada mantenimiento y revisión del correcto funcionamiento de la EDAR.

- **Operaciones a largo plazo:** Se recomienda realizar siegas cada año cuando empiecen a secarse las partes aéreas de las plantas. Las siegas se pueden realizar con maquinaria ligera como se ilustra en la Figura 16. En la imagen se pueden observar las partes aéreas de los vegetales todavía no recogidas. En las cercanías a taludes la siega debe ser manual para reducir el riesgo de causar cortes y pinchazos a la lámina impermeable. Las siegas son necesarias para eliminar material vegetal que se descompone en la superficie del medio granular y acelera el proceso de colmatación. También contribuyen a la eliminación de nutrientes. El material retirado se puede compostar o quemar (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

**Figura 26.** Operaciones de plantación de plántulas de carrizo en un sistema de flujo subsuperficial.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

De igual manera en el mismo documento se sostiene que cuando existe una colmatación en el medio granular del humedal severa, aparecen zonas con encharcamientos que se traducen en una baja eficiencia del sistema, para corregir esto se debe reemplazar el medio. Aunque en un principio el diseño de estos sistemas contempla que, si aparece una colmatación, esta sea hacia el final de su vida útil, sin embargo, una excesiva carga contaminante acompañada de una gran acumulación de restos vegetales puede causar una reducción notable de los espacios intersticiales y obturar el medio granular antes de lo previsto en el diseño.

➤ **Disposición final del material vegetal:** como se ha tratado en apartados anteriores, en términos generales es habitual que la disposición final del material vegetal producto de las siegas periódicas en el humedal sea destinado al compostaje, sin embargo, existen otras formas de aprovechamiento de este material vegetal, siendo el alimento para el ganado una de ellas, con lo cual se puede proponer como opción de aprovechamiento un proceso de ensilaje.

- **Ensilaje:** El ensilaje es un método de conservación de forrajes o subproductos agrícolas con alto contenido de humedad (60-70 %), mediante la compactación, expulsión del aire y producción de un medio anaeróbico, que permite el desarrollo de bacterias que acidifican el forraje. El valor nutritivo del producto ensilado es similar al del forraje antes de ensilar. Sin embargo, mediante el uso de algunos aditivos, se puede mejorar este valor (PROAIN, 2020).

### 3.2.3.7 Ventajas y desventajas.

El tratamiento de aguas residuales mediante la utilización de humedales artificiales, al igual que otros sistemas, presenta ventajas y desventajas, estas pueden tomarse en cuenta para evaluar la factibilidad al momento de decidir aplicar este tiempo de tratamiento (Rivera & Arévalo, 2015). A continuación, se han de describir algunas de estas ventajas y desventajas:

#### 3.2.3.7.1 Ventajas.

- Bajos costos de operación
- Bajo consumo de materiales e insumos de energía.
- Toleran una amplia gama de contaminantes.
- Método natural y sostenible para el tratamiento de aguas residuales.

- En ellos se desarrolla una amplia gama de procesos de depuración.
- A parte de tratar las aguas residuales pueden tener múltiples beneficios, como por ejemplo la conservación de hábitats.

#### **3.2.3.7.2 Desventajas.**

- Los costos de construcción necesitan de un capital medio o alto según las dimensiones y especificaciones de diseño.
- Para su construcción necesitan de amplias extensiones de terreno.
- Acumulan sustancias tóxicas en el suelo y sedimentos.
- Ya que son sistemas naturales, pueden presentar variaciones en su rendimiento debido a los cambios estacionales.
- Limitado control operacional sobre los procesos de tratamiento.
- Bajo ciertas circunstancias los beneficios adicionales pueden estar bajo conflicto (podrían ser causantes de un desequilibrio ecosistémico o alguna otra perturbación a la fauna local, así como atraer fauna nociva).

#### **4. MARCO LEGISLATIVO.**

El marco legislativo será el que rige la normativa bajo la cual se reglamentan las estaciones depuradoras de aguas residuales, utilizando límites máximos permisibles para los vertidos resultantes del proceso de depuración de aguas residuales, como herramienta de regulación. Esta normativa ha de cambiar según cada región, país o ciudad, según la legislación de donde la estación de depuración funcione. Partiendo de esta premisa, en el presente trabajo se ha de evaluar si diseño de la estación de depuración mediante la utilización de humedales artificiales cumplirá con los límites de vertido bajo lo dispuesto por la legislación pertinente en Ecuador y así mismo con la legislación en España.

##### **4.1 Legislación Ecuatoriana.**

Previo a la evaluación de la legislación competente al tema de los límites de vertido en cuerpos de agua dulce, es importante destacar los lineamientos que refieren un manejo responsable de recursos medioambientales y que a su vez garantizan un ambiente óptimo para el desarrollo de hábitats y comunidades colindantes al proyecto de la EDAR en cuestión. Bajo estas consideraciones, se han de definir dos artículos presentes en la constitución de la república del Ecuador, en las que se especifican básicamente que a naturaleza es sujeto de derecho, que todos los habitantes del país tienen derecho a un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, también se especifica que el agua es un recurso vital e indispensable para la vida de todos; estos artículos serán especificados a continuación:

- “El artículo 10 de la Constitución de la República del Ecuador describe que las personas, comunidades, pueblos, nacionalidades y colectivos son titulares y gozarán de los derechos garantizados en la Constitución y en los instrumentos internacionales. La naturaleza será sujeto de aquellos derechos que le reconozca la Constitución.”
- “El artículo 14 de la Constitución de la República del Ecuador reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, que garantice la sostenibilidad y el buen vivir, *sumak kawsay*. Se declara de interés público la preservación del ambiente, la conservación de los ecosistemas, la biodiversidad y la integridad del patrimonio genético del país, la prevención del daño ambiental y la recuperación de los espacios naturales degradados.”

- “El artículo 12 de la Constitución de la República del Ecuador dispone que el agua es un derecho humano fundamental e irrenunciable, que constituye patrimonio nacional estratégico de uso público, inalienable, imprescriptible, inembargable y que por lo tanto es esencial para la vida.”

Entonces tomando en cuenta, los artículos constitucionales anteriormente mencionados, se podrá determinar, que la naturaleza al ser sujeto de derecho, tiene la facultad de que se le garantice un equilibrio ecosistémico, siendo entonces el tratamiento de aguas un factor fundamental dentro de este equilibrio. Además sabiendo que se debe garantizar la calidad del recurso hídrico bajo lo estipulado en el artículo 12 de la constitución ecuatoriana, es lógico considerar el tratamiento de aguas residuales como un servicio indispensable para poder cumplir con lo que se describe en la constitución; es así que entonces se parte de los puntos anteriormente mencionados para dar cabida a los lineamientos de regulación de vertidos hacia cuerpos de agua dulce, dichos límites de vertido se encuentran especificados en la tabla N° 12 del libro VI anexo 1 del texto unificado de legislación secundaria del ministerio del ambiente, en la norma de calidad ambiental y descarga de efluentes: recurso agua, siendo que los límites máximos permisibles de vertidos a cuerpos de agua dulce son los siguientes:

**Tabla 3. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.**

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas.	Sustancias solubles en hexano	mg/l	0,3
Alkil mercurio		mg/l	<b>No detectable</b>
Aldehídos		mg/l	2,0
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Arsénico total	As	mg/l	0,1
Bario	Ba	mg/l	2,0

Continua...

Continuación...

Bario	Ba	mg/l	2,0
Boro total	B	mg/l	2,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,02
Cianuro total	CN <sup>-</sup>	mg/l	0,1
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5
Cloroformo	Extracto carbón cloroformo	mg/l	0,1
	ECC		
Cloruros	Cl <sup>-</sup>	mg/l	1 000
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Cobalto	Co	mg/l	0,5
Coliformes	Nmp/100 ml		<sup>a</sup> Remoción > al 99,9 %
Fecales			<sup>*</sup> Inapreciable en dilución:
Color real	Color real	unidades de color	1/20
		mg/l	0,2
Compuestos fenólicos	Fenol	mg/l	
Cromo hexavalente	Cr <sup>6+</sup>	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	D.B.O <sub>5</sub>	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	D.Q.O.	mg/l	250
Dicloroetileno	Dicloroetileno	mg/l	1,0
Estaño	Sn	mg/l	5,0
Fluoruros	F	mg/l	5,0
Fósforo Total	P	mg/l	10

Continua...

Continuación...

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Hierro total	Fe	mg/l	10,0
Hidrocarburos Totales de Petróleo	TPH	mg/l	20,0
Manganeso total	Mn	mg/l	2,0
Materia flotante	Visibles		Ausencia
Mercurio total	Hg	mg/l	0,005
Níquel	Ni	mg/l	2,0
Nitratos + Nitritos	Expresado como Nitrógeno (N)	mg/l	10,0

Continua...

Continuación...

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	15
Organoclorados totales	Concentración de organoclorados totales	mg/l	0,05
Organofosforados totales	Concentración de organofosforados totales.	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrógeno	pH		5-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos Sedimentables		ml/l	1,0
Sólidos Suspendedos Totales		mg/l	100
Sólidos totales		mg/l	1 600

Continua...

Continuación...

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Sulfatos	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	mg/l	1000
Sulfitos	SO <sub>3</sub>	mg/l	2,0
Sulfuros	S	mg/l	0,5
Temperatura	°C		< 35
Tensoactivos	Sustancias activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0
Tricloroetileno	Tricloroetileno	mg/l	1,0
Vanadio		mg/l	5,0
Zinc	Zn	mg/l	5,0

Fuente: (MAATE, 2015)

## 4.2 Legislación Española.

En el capítulo III del título de la Ley 7/1985, de 2 de abril, reguladora de las bases del régimen local, por el cual se establece las competencias de las entidades locales. De entre todas ellas, cabe destacar las competencias en materia de medio ambiente urbano (parques y jardines públicos, gestión de los residuos sólidos urbanos, etc.), así como el abastecimiento de agua potable a domicilio y la evacuación y el tratamiento de las aguas residuales.

En particular entre las actuaciones que realizan los municipios en materia de saneamiento se destacan las siguientes:

- Prestación del servicio de alcantarillado.
- Planificación de la red municipal de alcantarillado, de acuerdo con la planificación urbanística.
- Construcción de la red municipal de alcantarillado, así como su mantenimiento.
- Establecimiento de las correspondientes tarifas del servicio de alcantarillado.
- Control de los vertidos a las redes municipales.
- Establecimiento de las zonas que deben contar con sistemas de saneamiento individual, debido a que la red municipal de alcantarillado no las alcanza.
- Elaboración de los proyectos de obras, tanto de las redes de saneamiento como de las estaciones depuradoras de aguas residuales (EDARs).
- Ejecución de los proyectos de obras de las redes de saneamiento y de las EDARs, financiando estos proyectos con cargo a sus fondos.
- Gestión de todas estas instalaciones, y en especial de las EDARs, gestión que puede realizarse de forma conjunta con otros municipios.

Bajo lo anteriormente mencionado, se puede inferir que cada municipio ha de garantizar las gestiones y regulaciones en cuanto a materia medioambiental, lo cual incluye también límites de vertido a cuerpos de agua dulce y sistemas acuáticos sensibles. Bajo lo cual el Real Decreto 509/1996, del 15 de marzo, del desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, en el cual se han de establecer las normas aplicables al tratamiento de aguas residuales urbanas, así como los límites máximos permisibles de vertido, mismos que se encuentran especificados en el Anexo 1 del mismo documento oficial, mismo que se describe a continuación:

**Tabla 4.** Requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción.

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO 5 a 20 °C) sin nitrificación (2).	25 mg/l O <sub>2</sub>	70-90 40 de conformidad con el apartado 3 del artículo 5 R.D.L. (3).	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación antes y después de cinco días de incubación a 20 °C ± 1 °C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación.
Demanda química de oxígeno (DQO).	125 mg/l O <sub>2</sub>	75	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico.
Total de sólidos en suspensión.	35 mg/l (4) 35 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3). 60 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	90 (4) 90 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3). 70 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105 °C y pesaje. Centrifugación de una muestra representativa (durante cinco minutos como mínimo, con una aceleración media de 2.800 a 3.200 g), secado a 105 °C y pesaje.

**Fuente:** (MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, 1996)

- (1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
- (2) Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre DBO 5 y el parámetro sustituto.
- (3) Se refiere a los supuestos en regiones consideradas de alta montaña contemplada en el apartado 3 del artículo 5 del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre.
- (4) Este requisito es optativo.

**Tabla 5.** Requisitos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizadas en zonas sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo. Según la situación local, se podrá aplicar uno o los dos apartados. Se aplicarán el valor de concentración o el porcentaje de reducción.

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Fósforo total.	2 mg/l P (de 10.000 a 100.000 h-e). 1 mg/l P (más de 100.000 h-e).	80	Espectrofotometría de absorción molecular.
Nitrógeno total (2).	15 mg/l N (de 10.000 a 100.000 h-e). 10 mg/l N (más de 100.000 h-e) (3).	70-80	Espectrofotometría de absorción molecular.

**Fuente:** (MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, 1996)

- (1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
- (2) Nitrógeno total equivale a la suma del nitrógeno Kjeldahl total (N orgánico + NH<sub>3</sub>), nitrógeno en forma de nitrato (NO<sub>3</sub>) y nitrógeno en forma de nitrito (NO<sub>2</sub>).
- (3) Alternativamente el promedio diario no deberá superar los 20 mg/l N. Este requisito se refiere a una temperatura del agua de 12 °C o más durante el funcionamiento del reactor biológico de la instalación de tratamiento de aguas residuales. En sustitución del requisito



relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales. Se aplicará esta alternativa en caso de que pueda demostrarse que se cumple con el apartado A).1 del anexo III.

## 5. CASO DE ESTUDIO.

En lo que respecta al caso de estudio del presente trabajo de fin de master, se ha de definir como la propuesta de diseño de una estación de depuración de aguas residuales, basada en la utilización de humedales artificiales en luz de américa-santo domingo-ecuador, siendo más específicos, esta planta se propone ser diseñada y ubicada en las inmediaciones de lo que respecta a su cabecera parroquial. Con lo cual, en primera instancia, en el presente apartado se indicarán las características de la cabecera parroquial donde se ha de implementar la planta depuradora, así como los parámetros de diseño utilizados en el presente trabajo, además de los cálculos realizados para cada etapa del tratamiento propuesto.

### 5.1 Datos Generales.

#### 5.1.1 Ubicación Geográfica.

Ecuador es un país del suroeste del continente americano, más específicamente ubicado en la costa suroeste de Sudamérica, el territorio ecuatoriano se divide políticamente en 24 provincias, mismas que se fraccionan en cantones, dichos cantones en parroquias (urbanas y rurales) y las parroquias en recintos.

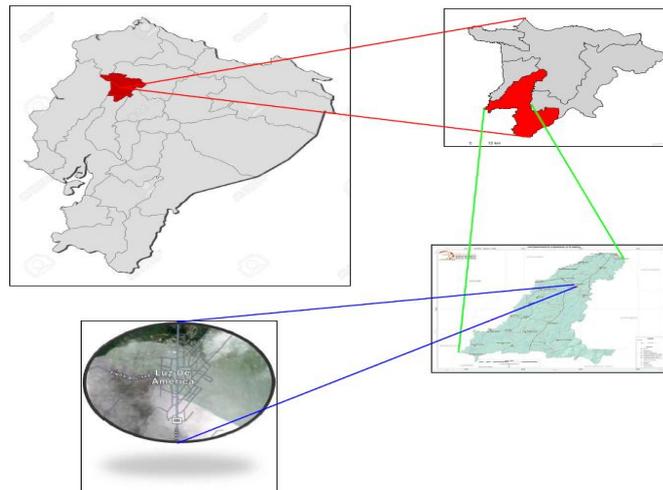
Siendo una de estas provincias, la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, la cual se compone de dos cantones; Santo Domingo de los Colorados y La concordia, en dichos cantones existen 14 y 3 parroquias respectivamente. Dentro de las parroquias que pertenecen al cantón de santo domingo se encuentran 7 parroquias urbanas y 7 parroquias rurales, en lo que compete a el cantón La Concordia las tres parroquias son rurales.

Luz de américa al ser una parroquia rural del cantón Santo Domingo de los Colorados, se encuentra a las afueras de dicho catón, y consta de una cabecera parroquial que lleva el mismo nombre que la propia parroquia. En dicha cabecera parroquial se propondrá llevar a cabo la ejecución del presente proyecto de fin de máster. Esta cabecera parroquial se encuentra ubicada específicamente en las latitudes X: -0.40516977578131264, Y: -79.30289104802326, cuenta con una superficie de alrededor de 2 Km<sup>2</sup> en su centro poblado, y se encuentra ubicada a una altura que va desde los 145 msnm al oeste y a 627 msnm al este y en el centro poblado se encuentra a 298 msnm.

Los límites de la parroquia Luz de América serían los siguientes:

- **Norte:** Parroquia Puerto Limón y Santo Domingo.
- **Sur:** Provincia de los Ríos.
- **Este:** Parroquia el Esfuerzo.
- **Oeste:** Parroquia Puerto Limón.

*Figura 27. Localización geográfica de la cabecera parroquial donde se pretende ubicar el proyecto de la estación de depuración.*



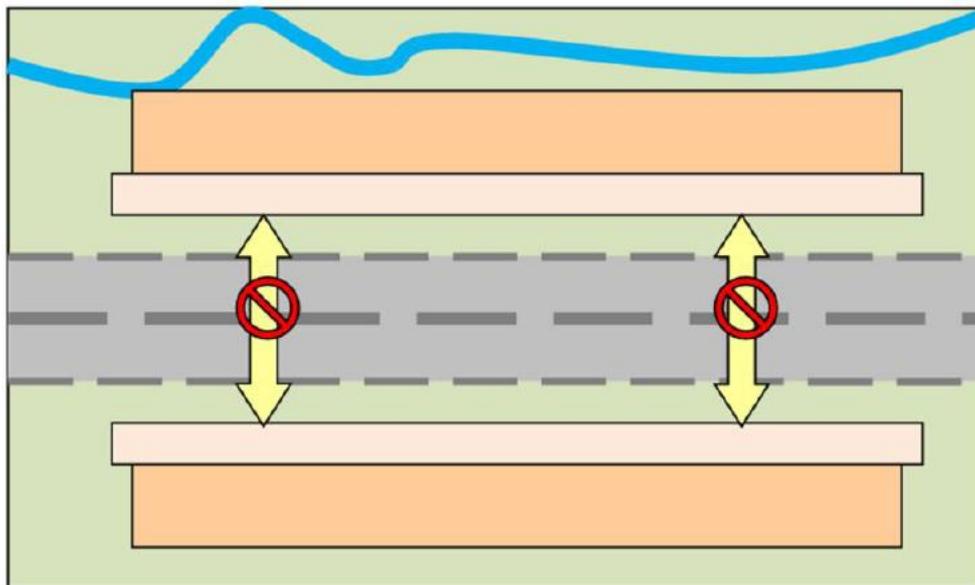
**Fuente:** Elaboración propia.

Bajo las condiciones sobre las que se dispone la geografía del centro poblado de la parroquia Luz de América, estando dividida por la vía principal (troncal de la costa, como se muestra en la figura 28) se ha considerado proponer dos estaciones de depuración dividiendo a la población en dos secciones de recolección y distribución de las aguas residuales urbanas, con lo cual las coordenadas de las estaciones de depuración son las siguientes respectivamente  $0,40496^{\circ}\text{S}$ ;  $79,30627^{\circ}\text{O}$ , y  $0,40760^{\circ}\text{S}$ ;  $79,30181^{\circ}\text{O}$ . Estando ubicadas en los sectores que se indican en la figura 29. Dichos puntos donde se encontrarán ubicadas las estaciones de depuración, se encuentran en las partes bajas de ambos lados del centro poblado, con lo cual la recolección de las aguas residuales urbanas se facilita al aprovechar los desniveles geográficos respecto del resto del resto del centro poblado.

**Figura 28.** Ubicación de las piscinas de oxidación en la cabecera parroquial.



**Figura 29.** Esquema de la fragmentación urbana por la vía Santo Domingo -Quevedo.



**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019).

Actualmente, en los puntos propuestos donde se pretende llevar a cabo la construcción de las dos estaciones de depuración, se encuentran dos estaciones previstas de piscinas de oxidación colapsadas y con un diseño poco eficiente, generando con esto una contaminación considerable al ser descargadas estas aguas residuales sin un tratamiento adecuado. En la figura 30 se evidencia las precarias condiciones en las que se encuentran las piscinas de oxidación del centro poblado de la parroquia Luz de América.

**Figura 30.** Piscinas de oxidación ineficientes en la cabecera parroquial de Luz de América.



### 5.1.2 Relieve y Geomorfología.

Morfológicamente la parroquia Luz de América se localiza al oeste de la Cordillera Occidental, al sur de la ciudad de Santo Domingo de los Tsáchilas. La parroquia posee una altitud que va desde los 145 msnm al oeste a los 627 msnm al este, cuenta con un clima húmedo-tropical y un alto nivel de humedad atmosférica. Su topografía es mayormente plana, aunque se encuentra topografía accidentada al sureste de la parroquia. Geomorfológicamente la parroquia se encuentra ubicada en dos unidades de paisaje: Piedemonte y Cordillerano. La Unidad de Paisaje Piedemonte abarca el 90% del territorio, Por el contrario, la Unidad de Paisaje Cordillerano (10% del área), son zonas de topografía ondulada y con pendientes mayores al 50% por lo que sus suelos son más vulnerables a problemas de erosión (GAD Parroquial, 2019).

En la siguiente tabla se describen las descripciones geomorfológicas de la parroquia de forma general.

**Tabla 6.** Descripción de unidades geomorfológicas de la parroquia Luz de América.

Geomorfología	Descripción
Colinas medianas	El relieve parroquial, hacia el sureste y una pequeña mancha al noreste, es más o menos circular y se caracteriza por tener disección que le permite contar con diversos tipos de pendientes; desniveles máximos entre 25 y 300m; y ausencia de pisos altitudinales.
Conos de deyección disectados	Es la parte más fina de un torrente. Se presenta cuando se suaviza la pendiente al llegar al valle principal, entonces el torrente pierde velocidad, comienza a depositar la carga transportada y sobre ella el agua y se reparte en canales divergentes. Esta formación está disectada por causa de la erosión. La mayor parte del territorio de la parroquia presenta esta estructura geomorfológica.
Conos de deyección y esparcimiento	Es también la acumulación forzada de material aluvial muy heterométrico, generalmente se localiza en un pie de monte o a veces, en la confluencia de dos ríos.
Pie de monte coluvial	Área de transición entre relieves accidentados y las zonas circundantes más bajas. En el medio de piedemonte predominan los aportes coluviales y las acumulaciones forzadas. Estas formaciones se presentan hacia los 200 msnm.
Terraza alta	Se caracteriza por presentar una superficie alta y plana inclinada por una escarpa o talud vertical o sub vertical, esta formación se ubica en el sector sureste de la parroquia. Normalmente forma diques de contención en temporadas lluviosas.
Terraza indiferenciada	Estas formaciones pertenecen a las edades geológicas plio-pleistoceno y del Pleistoceno. La parte superior de este tipo de terrazas está compuesta de arcillas, limos y arenas y la inferior por depósitos continuos aluviales. En la parroquia estas terrazas se ubican en el área de influencia de la Sub Cuenca del río Daule.

**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019).

### 5.1.3 Suelos.

Los suelos predominantes en Luz de América son suelos desarrollados a partir de cenizas volcánicas con buenas características físicas, aunque con bajas características químicas. Son suelos de color pardo en la superficie y amarillento en profundidad, con alta capacidad de retención de agua, y sin embargo, con un alto nivel de acidez y de baja fertilidad natural. Por su poca profundidad el suelo corre un mayor riesgo de erosión, sobre todo en las pendientes más pronunciadas (GAD Parroquial, 2019).

La parroquia posee, además, en menor proporción, suelos muy susceptibles a movimientos en masa y fácilmente erosionables ante excesiva carga, o particularmente cuando se encuentran descubiertos de vegetación. La mayor área de suelo corresponde al tipo Entic DYSTRANDEPTS/ HYDRANDEPTS, suelos que se caracterizan por su nivel údico al suelo estar normalmente húmedo; sin embargo, por su alto nivel de acidez y poca profundidad poseen una baja fertilidad natural. A pesar de estas características poco favorables, los suelos resultan aptos para la actividad agrícola, más aún si se ayuda a mejorar su nivel de productividad.

**Tabla 7.** Tipos de suelos presentes en la parroquia Luz de América.

Tipo de suelo		Características	Porcentaje en el territorio
Dystrandepst	Moderadamente gruesa / media.  Cenizas volcánicas andesítico, basálticas. Contienen I, A, mH, Al-O, Feam, G.	Son suelos más o menos profundos de origen Volcánico, que poseen una alta capacidad de retención de agua la cual puede llegar al 100 % este tipo de suelo es aptos para cultivos agrícolas tanto anuales como permanentes, siempre y cuando el drenaje sea adecuado.	86,42%
Hydrandepts:	Media. Cenizas volcánicas andesítico, basálticas.	Suelo oscuro y profundo con buen contenido de materia orgánica y bajo en bases, derivado de cenizas volcánicas, se asocia con suelos de textura más gruesa y baja saturación de bases	13,58%

**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019)

#### 5.1.4 Hidrografía.

En el plan de ordenamiento territorial (PDOT) 2030 (actualizado del 2019 al 2023) se estipula que; Luz de América se ubica en las subcuencas de los ríos Daule y Vinces, afluentes que pertenece a la cuenca del río Guayas. En la parroquia, se ubican las microcuencas de los ríos Cóngoma, Ila, Damisa, Nila, Chaune, Peripa, Bimbe, y Chiguilpe. Las principales vertientes de irrigación para la parroquia lo constituyen los ríos Cupipe, Salgama, Cóngoma y Candelo, que se alimentan de agua lluvia y vertientes de elevaciones. En la siguiente tabla se describen sus cuencas, subcuencas y microcuencas de cada uno de los ríos.

**Tabla 8.** Cuencas y subcuencas hidrográficas.

Micro cuenca	Sub cuenca	Cuenca
Río Peripa	Río Daule	Río Guayas
Río Cóngoma	Río Daule	Río Guayas
Río Nila	Río Daule	Río Guayas
Río Chaune	Río Daule	Río Guayas
Drenajes menores	Río Daule	Río Guayas
Río Chiguilpe	Río Vinces	Río Guayas
Río Ila	Río Vinces	Río Guayas
Río Danisa	Río Vinces	Río Guayas
Río Bimbe	Río Vinces	Río Guayas
Drenajes menores	Río Vinces	Río Guayas

**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019)

A pesar de la confluencia de importantes subcuencas y microcuencas en el cantón Santo Domingo, en general, las deficientes condiciones de manejo de los recursos hídricos

amenazan con provocar una disminución y pérdida del caudal de las fuentes de agua del cantón. A pesar de haber suficiente caudal de agua, existe déficit de abastecimiento provocado por la deficiente administración del recurso. Además, la deforestación ha generado la disminución de los caudales hídricos y el nivel de contaminación es se ha incrementado.

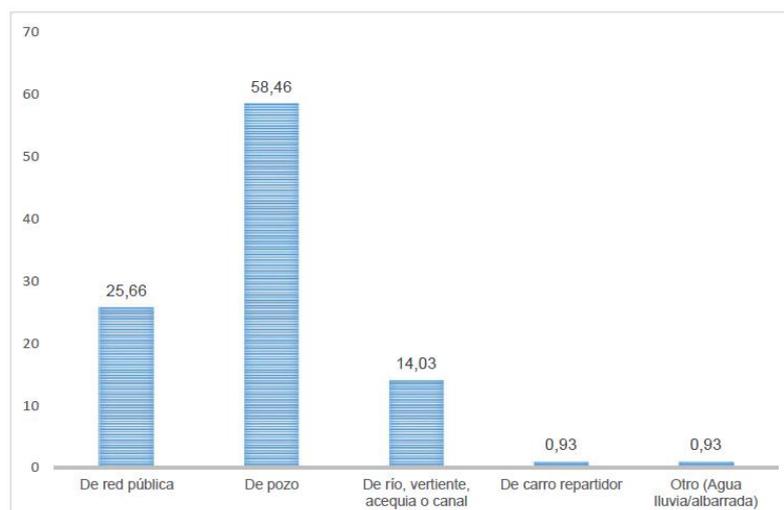
La parroquia no cuenta con fuentes hídricas para consumo humano propias, el agua llega entubada, hasta la cabecera parroquial, desde el río Quinde en la parroquia El Esfuerzo. En los recintos también se obtiene agua de pozos superficiales, pero su extracción no es segura, por lo tanto, el agua genera problemas en la salud.

La parroquia no cuenta con sistema de tratamiento de aguas negras y residuales, las comunidades no disponen de servicios básicos de saneamiento y las descargas de aguas negras y desechos Industriales van directo a los ríos, lo que genera un grave impacto ambiental.

### 5.1.5 Agua Potable.

Según lo que se estipula en el PDOT de la parroquia, se sostiene que según el censo de población y vivienda (CPV) elaborado en el 2010 , la procedencia del agua de las viviendas de la parroquia se da en un 25,6% de la red pública, especialmente en la cabecera parroquial, un 58,5% se abastece de pozos de agua, en su gran mayoría este último porcentaje pertenece a los recintos rurales de la parroquia.

**Figura 31.** Procedencia de agua en las viviendas de la parroquia.



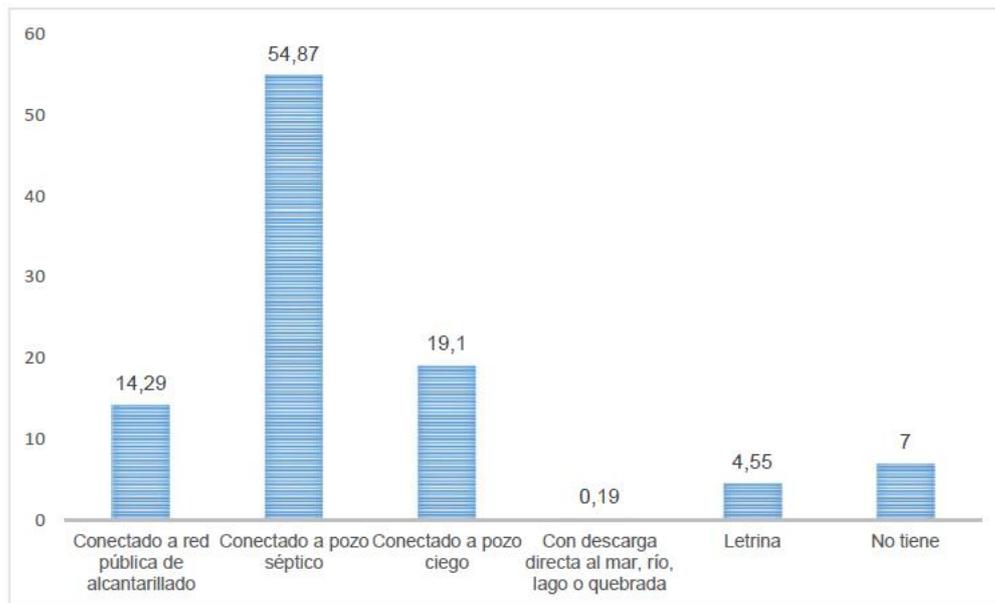
**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019)

La cabecera parroquial Luz de América, en la actualidad utiliza, un sistema de agua potable construido por el IEOS del año 1.986. Para el 2001, la cobertura del servicio de agua potable es de aproximadamente del 55% del centro poblado, mientras el 33% se provee de pozo y el 11% de río – vertiente. El suministro es irregular permite abastecerse pasando un día y por el lapso de 8 horas.

### 5.1.6 Saneamiento y Alcantarillado.

Según el censo de población y vivienda llevado a cabo en el 2010 se infiere que un 14,3% de las viviendas están conectadas al sistema de alcantarillado, mientras que, por otro lado, un 55% de la población elimina las aguas servidas a través de pozos sépticos, lo que implica un grave riesgo de contaminación de las aguas subterráneas y de los ríos y esteros que cruzan, especialmente en la cabecera parroquial (GAD Parroquial, 2019).

**Figura 32.** Tipo de servicio higiénico en la parroquia.



**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019)

#### 5.1.6.1 Sistema de alcantarillado.

En el año de 1.983 se construyó el sistema de alcantarillado sanitario, que presta su servicio para el 40% de la población, de la cabecera parroquial, descargando las aguas servidas directamente al río Pupite, sin ningún tipo de tratamiento. Para el año 2001 del total de las

418 viviendas, el 40% descarga las aguas servidas por medio de la red pública, un 16% mediante pozo ciego, 37 % utiliza pozo séptico. Si bien se tiene previsto la construcción de lagunas de oxidación, se debe observar que finalmente el 100% de las descargas no son tratadas y por tanto son una fuente de contaminación ambiental.

Si a este análisis se recuerda que el 44% de la provisión de agua de los hogares de cabecera cantonal utiliza fuentes naturales, se debe considerar que las descargas no tratadas representan una potencial contaminación del 44% de la fuente de provisión de agua urbana (GAD Parroquial, 2019).

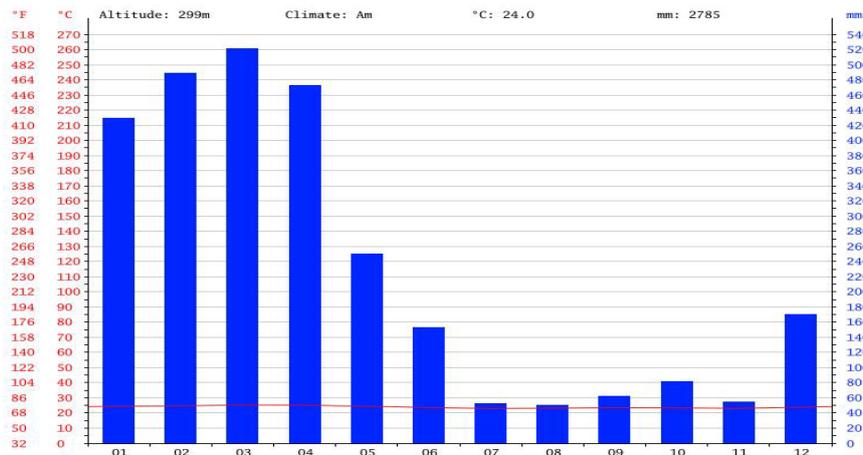
### **5.1.7 Clima.**

La parroquia rural, en términos generales posee un clima tropical. La mayoría de los meses están macados por lapsos de lluvia, por otro lado, la estación seca tiene un corto periodo de duración, con lo cual esta última tiene poco impacto. La temperatura promedio en a parroquia Luz de América es de 24°C y la precipitación media aproximada es de 2785 mm.

El sector en el que se encuentra ubicada la parroquia es considerada como una de las zonas con mayor pluviosidad del país, pues su precipitación anual promedio es de 3 150 mm, aplicable durante 287 días de lluvia y con una humedad media mensual del 90%. Por otro lado es importante destacar que por la extensión de la parroquia, esta pasa por dos regiones climáticas diferentes, siendo así que en la parte norte de esta posee un clima tropical megatérmico húmedo, mientras que en la parte sur de la misma posee un clima tropical megatérmico semi-húmedo, lo cual no genera más allá de un cambio en cuanto a su temperatura anual media las cuales difieren en un grado siendo que la parte norte tiene una temperatura media de 24°C mientras que la parte ubicada en el sur de la parroquia posee una temperatura de 25°C.

En los siguientes gráficos se especifican los datos de pluviometría promedio a lo largo del año, así como también la temperatura promedio a lo largo del año para la extensión de la parroquia rural:

**Figura 33.** Variación del promedio de pluviosidad en la parroquia Luz de América.



**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019)

**Figura 34.** Variación del promedio de la temperatura en la parroquia Luz de América.

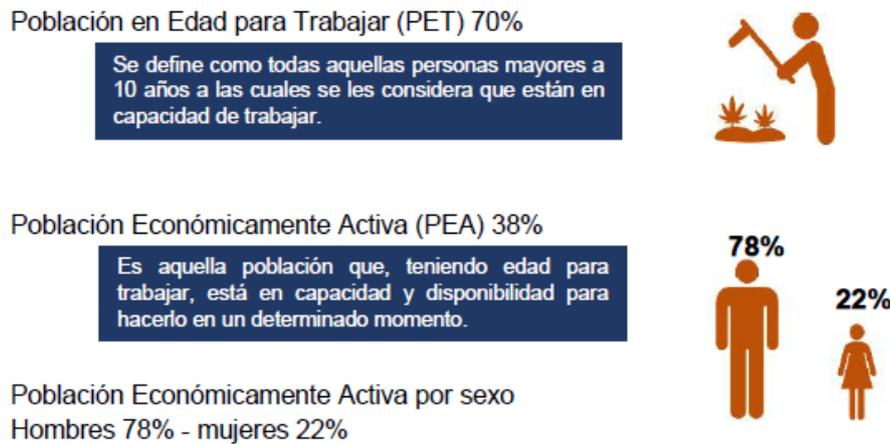
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura media (°C)	24.5	24.7	25.3	25.2	24.4	23.6	23	23.2	23.5	23.4	23.1	23.8
Temperatura mín. (°C)	19.9	19.9	20.5	20.4	19.8	19.2	18.6	18.3	18.8	18.9	18.6	19.4
Temperatura máx. (°C)	29.1	29.5	30.1	30.1	29.1	28	27.5	28.1	28.2	27.9	27.7	28.3
Temperatura media (°F)	76.1	76.5	77.5	77.4	75.9	74.5	73.4	73.8	74.3	74.1	73.6	74.8
Temperatura mín. (°F)	67.8	67.8	68.9	68.7	67.6	66.6	65.5	64.9	65.8	66.0	65.5	66.9
Temperatura máx. (°F)	84.4	85.1	86.2	86.2	84.4	82.4	81.5	82.6	82.8	82.2	81.9	82.9
Precipitación (mm)	429	489	521	472	250	153	52	50	62	82	55	170

**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019)

### 5.1.8 Socioeconomía.

En nivel lo que respecta al análisis socioeconómico, en el PDOT se ha considerado clasificar a la población en diferentes sectores en base a su estado respecto de la capacidad de estar o no apto para poder laborar, siendo que uno de estos indicadores es el de la población en edad para trabajar (PET), en el mismo se consideran a personas desde los 10 años ya que el levantamiento de información demográfica se realizan cada 10 años, con lo cual entre aquellos lapsos la población de menores se convertirían en población económicamente activa el cual es el otro indicador de empleo (PEA), este último se clasificaría por sexos, como se refleja en la siguiente imagen:

**Figura 35.** Indicadores de empleo y trabajo en la parroquia Luz de América.



**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019)

dentro de este grupo económicamente activo se tiene que en la parroquia Luz de América tiene como actividad económica principal la agricultura, puesto que su suelo posee una riqueza productiva notable, con lo cual se producen gran variedad de productos agrícolas. La Población Económicamente Activa (PEA) de la parroquia se conforma en un 78% por hombres de los cuales el 54% se encuentra en condiciones de ocupación plena, mientras que en el caso de las mujeres su población es mayormente subempleada con un 68% de la PEA femenina (GAD Parroquial, 2019).

Por otro lado, la economía de la parroquia además de estar centrada en la agricultura también tiene como un eje central el comercio y transporte, sobre todo en su cabecera parroquial. No obstante, en lo que respecta a la generación de empleo se evidencia una escasa tasa de generación de nuevas plazas de empleo, dado que, en su mayoría dentro del sector agrícola, son las empresas grandes quienes subemplean a los habitantes de dicha parroquia, y los que desarrollan actividades agrícolas de forma independiente, únicamente generan ingresos suficientes para la subsistencia de su familia (puesto su bajo nivel de producción con relación a las grandes corporaciones), lo mismo sucede con el comercio, los pequeños comerciantes suplen las necesidades de su familia, pero no generan en mayor medida nuevas plazas de empleo, sin embargo, esto no resta el potencial productivo que la parroquia tiene, así como su potencial de crecimiento económico e base a una guía adecuada sobre el aprovechamiento de sus recursos. En la figura 36 se puede observar los distintos campos de ocupación de la población económicamente activa dentro de la parroquia.

**Figura 36.** Porcentaje de población ocupada en la parroquia Luz de América.



**Fuente:** (GAD Parroquial, 2019)

### 5.1.9 Demografía.

En la página oficial de la gobernación del gobierno autónomo descentralizado (GAD) de la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, figura que en toda la extensión de la parroquia rural Luz de América la población en el último censo poblacional del 2020, asciende a 12.588 habitantes, no obstante como el caso de estudio se centra en el centro poblado de la parroquia siendo su cabecera parroquial este así llamado centro poblado, es preciso mencionar que en el plan de ordenamiento territorial (PDOT) efectuado por el GAD de la parroquia se menciona que la población de la cabecera parroquial asciende a 1.836 habitantes, estos datos han sido recopilados del último censo centralizado realizado en el año 2010.

La población dentro de la cabecera parroquial representa únicamente el 21% de la población total de la parroquia, el otro 79% se encuentra distribuido en los 31 recintos aledaños a dicha cabecera parroquial, siendo que en estos recintos o centros poblados menores se encuentran dos comunas de la nacionalidad indígena Tsáchila (Congoma y Chigüilpe). Como se ha mencionado anteriormente, la parroquia como su cabecera parroquial están fuertemente

condicionadas por la división efectuada por la vía troncal de la costa que conecta la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas con la provincia de Los Rios.

## 5.2 Población.

### 5.2.1 Población actual.

Se toma el dato de la población de la cabecera parroquial, que es el sitio donde se propone realizar la implementación de las estaciones de depuración de aguas residuales siendo que la población inicial es 1.836, esta información ha sido proporcionada por parte del GAD parroquial de Luz de América en un censo realizado en el 2010. No obstante, dentro de la organización encargada de lo referente al agua y alcantarillado (Junta de agua), figura que en la actualidad existen 892 viviendas conectadas al servicio de agua potable. Con estos datos de las viviendas procedemos a calcular el número estimado de habitantes en la cabecera parroquial de Luz de América, basándonos en los datos promedio de personas por cada hogar, mismos datos serán sacados del sistema del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

**Tabla 9.** Promedio de personas por Hogar, según parroquia



www.ecuadorencifras.com  
www.inec.gov.ec

ECUADOR CUENTA CON EL INEC

Promedio de Personas por Hogar, según Parroquia

Código	Nombre de la Parroquia	Total de personas	Total de hogares	Promedio de personas por hogar
230152	PUERTO LIMON	9,339	2,277	4.10
230153	LUZ DE AMERICA	10,881	2,724	3.99
230154	SAN JACINTO DEL BUA	11,718	2,924	4.01

**Fuente:** (INEC, 2010)

Con lo cual tenemos:

$$P_a = N_h * P_{ph} \quad (1)$$

Donde:

$P_a$ : Población actual (habitantes).

$N_h$ : Número de hogares conectados a la red pública.

$P_{ph}$ : personas por hogar promedio.

$$P_a = 892 * 3,99 \text{ hab}$$

$$P_a = 3559,08 \text{ hab}$$

Se redondea el valor obtenido, con lo cual obtenemos un valor de:

$$P_a = 3560 \text{ hab}$$

Teniendo en cuenta la población de la cabecera parroquial para el año 2010, y el valor calculado de la población existente en la actualidad, se hace una comparación, y se selecciona como población actual de diseño a la calculada en base a las acometidas de agua potable y posterior cálculo de personas en cada vivienda, ya que estos valores reflejan de una forma más real la situación demográfica actual de la cabecera parroquial.

Teniendo entonces como dato definitivo de la población actual en la cabecera parroquial de Luz de América:

$$P_a = 3560 \text{ hab}$$

### **5.2.2 Población de diseño o futura.**

Una vez que se ha determinado la población actual, se procede a determinar la población de diseño o futura, tomando como punto de partida la población actual calculada en el apartado anterior. Para este fin se utiliza el método geométrico que nos permitirá estimar la población futura, mismo que también será la población de diseño, esto se aplica bajo lo indicado por el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN, 1997). Para dicho proceso se tiene que determinar la tasa de crecimiento poblacional en base a lo que estipula el INEN (véase tabla 10), dado que no existe un estudio efectuado por ninguna institución gubernamental en la que figure una tasa de crecimiento poblacional.

**Tabla 10.** Tasa de crecimiento población según región geográfica.

REGION GEOGRAFICA	r (%)
Sierra	1.0
Costa, Oriente y Galápagos	1.5

**Fuente:** (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 1997)

Se ha seleccionado la tasa de crecimiento poblacional “r” equivalente a 1.5%, dado que el lugar donde se pretende instalar el sistema de depuración de agua es en una provincia perteneciente a la región costa mayormente, y el lugar específico (cabecera parroquial de Luz de América), se encuentra en la parte perteneciente a la región geográfica clasificada como costa.

Para el cálculo de la población futura o de diseño se utiliza la siguiente fórmula:

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n \quad (2)$$

Donde:

$P_a$ : Población actual (hab).

$P_f$ : Población de diseño (hab).

r: Tasa de crecimiento poblacional seleccionada.

n: Periodo de diseño (años).

Antes de proceder al cálculo se debe tener en cuenta que, según lo estipulado por el INEN, se debe tener en cuenta que, para las obras civiles de los sistemas de agua potable o disposición de residuos líquidos, el tiempo de vida útil se diseña para 20 años, y la vida útil de los equipos utilizados en estos proyectos serán los que determine el fabricante, además de que bajo ningún caso la población futura calculada será mayor a 1,35 veces la población actual. Tendremos entonces:

$$P_f = 3.560 * \left(1 + \frac{1,5}{100}\right)^{20}$$

$$P_f = 4.795 \text{ habitantes}$$

Comprobamos:

$$P_f \leq 1,25 * P_a$$

$$4.795 \leq 1,25 * 3.560$$

$$4.795 \leq 1,25 * 3.560$$

$$4.795 \leq 4.806 \text{ hab}; OK$$

Como se observa el valor no excede las condiciones estipuladas en la norma INEN, con lo cual la estimación poblacional se puede tomar como valida a términos de diseño. No obstante como se ha especificado en apartados anteriores, la cabecera parroquial se encuentra dividida en dos sectores, uniformemente distribuidos, con lo cual asumiremos una población de diseño equivalente a la mitad de la población calculada, para con esto llevar a cabo el diseño de una planta depuradora, y con el diseño de esta se ha de replicar en el otro sector, ya que como anteriormente se ha mencionado son sectores uniformemente distribuidos en cuanto a su demografía y servicios de saneamiento (alcantarillado y agua potable). Con lo cual:

$$P_f = \frac{4.795}{2} \text{ habitantes}$$

$$P_f = 2.398 \text{ habitantes}$$

### 5.3 Determinación de caudales.

Este apartado estará enfocado en determinar la dotación del agua en función de la población de diseño, así como también los diferentes caudales necesarios en términos de diseño para dimensionar el sistema de tratamiento de aguas residuales en cuestión.

#### 5.3.1 Dotación.

La dotación de agua refiere al consumo promedio diario de agua potable, mismo consumo ha de variar según los factores que influyan a este consumo, es decir, si el uso del agua es de carácter industrial, doméstico, comercial o público. Así mismo, dependerá también de las condiciones climáticas de la región, niveles socioeconómicos, actividad productiva realizada, calidad de las aguas, administración del recurso por parte de las juntas de agua, etc. Es muy importante también diferenciar bajo lo anteriormente mencionado la dotación actual, y de igual forma determinar una dotación futura para el diseño de sistemas de saneamiento, alcantarillado o agua potable.

### 5.3.1.1 Dotación actual.

Para la determinación de la dotación actual, nos regiremos a lo que figura en la norma emitida por el INEN, siendo que se han de clasificar los niveles de servicio en base a la Tabla 11.

**Tabla 11.** Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos.

NIVEL	SISTEMA	DESCRIPCIÓN
0	AP	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidad económica del usuario
	EE	
Ia	AP	Grifos públicos
	EE	Letrinas sin arrastre de agua
Ib	AP	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño
	EE	Letrinas sin arrastre de agua
IIa	AP	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa
	EE	Letrinas con o sin arrastre de agua
IIb	AP	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa
	ERL	Sistema de alcantarillado sanitario
Simbología utilizada: AP: Agua potable EE: Eliminación de excretas ERL: Eliminación de residuos líquidos		

**Fuente:** (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 1997)

Una vez identificado el nivel de sistema según lo estipulado en la norma INEN, procederemos a identificar las dotaciones según el nivel de servicio en base a las condiciones de clima, para ello nos basamos en la tabla siguiente:

**Tabla 12.** Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio.

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRIO (l/hab*día)	CLIMA CALIDO (l/hab*día)
la	25	30
lb	50	65
lla	60	85
<b>Ilb</b>	75	<b>100</b>

**Fuente:** (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 1997)

Una vez que se ha determinado la dotación en función de los niveles de servicio, y la región en la cual se desarrolle el proyecto, que para este caso sería en un clima cálido, puesto que la temperatura promedio del sector de implantación de proyecto es de 24°C con lo cual la dotación para el nivel de servicio IIb es 100 (l/hab.\*día). Entonces:

$$D_a = 100 \frac{l}{hab * d}$$

Donde:

$D_a$ : Dotación actual (l/(hab \* dia))

### 5.3.1.2 Dotación futura.

Con lo calculado en el apartado anterior se procede a calcular la dotación futura para la población de la cabecera parroquial de Luz de América, mediante la utilización de la siguiente fórmula:

$$D_f = D_a + \left(1 \frac{l}{hab * d} * n\right) \quad (3)$$

Dónde:

$D_f$ : Dotación futura (l/(hab \* dia)).

$D_a$ : Dotación actual (l/(hab \* dia)).

n: periodo de diseño (años).

$$D_f = 100 + (1 * 20)$$

$$D_f = 120 \frac{l}{hab * d}$$

### 5.3.2 Caudal medio diario de agua potable.

Este caudal se ha de determinar utilizando como punto de partida la población de diseño o futura y su dotación de diseño o futura previamente calculadas en los apartados anteriores, esto se lo realizará mediante la siguiente formula:

$$Q_{med,diaAP} = \frac{D_f * P_f}{1000} \quad (4)$$

Donde:

$Q_{med,diaAP}$ : Caudal medio diario de agua potable ( $m^3/día$ ).

$D_f$ : Dotación futura ( $l/(hab * dia)$ ).

$P_f$ : Población de diseño (hab).

$$Q_{med,diaAP} = \frac{120 * 4.795}{1000}$$

$$Q_{med,diaAP} = 575,40 \frac{m^3}{d}$$

Entonces, se ha determinado que el caudal medio diario para la totalidad de la población es de 575,40  $m^3/día$ , no obstante como se ha especificado en apartados anteriores, la cabecera parroquial de Luz de América se encuentra dividida por una vía principal ( Troncal de la Costa), lo que hace que tenga dos secciones de la población repartidas en forma más o menos homogénea, a la vez que cuenta con un sistema ineficiente basado en piscinas de oxidación a cada lado de la extensión de la cabecera parroquial (véase la figura 28 del presente documento), con lo cual en términos de facilidad de diseño e implementación se ha dividido el caudal medio diario de agua potable en dos (en términos numéricos de diseño esta acción es igual si se dividiera la población en dos secciones), siendo entonces el valor tomado para el diseño del sistema de depuración el siguiente:

$$Q_{med,diaAP} = \frac{575,40}{2}$$

$$Q_{med,diaAP} = 287,70 \frac{m^3}{d}$$

Con este valor se llevará a cabo el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales basada en la utilización de humedales artificiales, misma que será replicada en otra locación (especificadas en el apartado 5.1.1) al otro lado de la vía que divide la cabecera parroquial, basándonos en las condiciones anteriormente mencionadas.

### 5.3.3 Caudal medio diario de agua residual.

Para este tipo de caudal se estima utilizando como punto de partida el caudal medio diario de agua potable calculado en el apartado anterior. A este caudal de agua potable se le aplica un coeficiente de retorno que viene dado por la complejidad del sistema que se está diseñando, esto en base a lo que figura en la normativa de diseño, misma a la que se acogen los municipios descentralizados de cada provincia y, por consiguiente, de cada parroquia.

**Tabla 13.** Coeficientes de retorno según el nivel de complejidad del proyecto.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficientes de retorno
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto	0,8 - 0,85

**Fuente:** (EMAAP-Q, 2009).

Este coeficiente de retorno se ha de considerar para todo el periodo de funcionamiento del proyecto, salvo alguna indicación por parte del proyectista.

De lo dispuesto en la tabla anterior definimos el coeficiente de retorno en base a una complejidad “baja y media”, siendo así que tomaremos como el coeficiente de retorno un valor igual a  $\beta = 0,8$ , ya con este factor de retorno especificado procedemos a calcular el caudal medio diario de agua residual mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{med,diaAR} = Q_{med,diaAP} * \beta \quad (5)$$

Donde:

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

$Q_{med,diaAP}$ : Caudal medio diario de agua potable ( $m^3/día$ ).

$\beta$ : Coeficiente de retorno.

$$Q_{med,diaAR} = 287,70 * 0,8$$

$$Q_{med,diaAR} = 230,16 \frac{m^3}{d}$$

#### 5.3.4 Caudal medio horario de agua residual.

Para la obtención de este caudal se utiliza el caudal medio diario de agua residual, y se lo divide para las horas que tiene el día, siendo entonces que este caudal se calcula de la siguiente forma:

$$Q_{med,hAR} = \frac{Q_{med,diaAR}}{24} \quad (6)$$

Donde:

$Q_{med,hAR}$ : Caudal medio horario de agua residual ( $m^3$ /hora).

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

Tenemos entonces:

$$Q_{med,hAR} = \frac{230,16}{24}$$

$$Q_{med,hAR} = 9,59 \frac{m^3}{h}$$

#### 5.3.5 Caudal punta diario de agua residual.

Para el cálculo de este tipo de caudal, nos valdremos de lo que sostienen Serrano & Corzo Hernández (2008), que mencionan que para el cálculo del caudal punta diario se debe tomar en cuenta un factor que multiplica al caudal medio diario de agua residual el cual no es más que la relación entre la media de los caudales punta (máximos y mínimos), y el caudal medio, siendo que en la siguiente tabla se reflejan los valores recomendados a adoptar para diseñar un sistema de depuración para pequeñas poblaciones.

**Tabla 14.** Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades.

Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Coficiente punta diario	1,2-2,0	1,7
Coficiente punta mensual	1,0-1,5	1,2

**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Se selecciona entonces el valor de 1,7, una vez que hemos determinado el coeficiente punta diario para el cálculo del caudal punta diario del agua residual, calculamos el mismo a partir del caudal medio diario de agua residual:

$$Q_{pta,diaAR} = Q_{med,diaAR} * C_{pta,dAR} \quad (7)$$

Donde:

$Q_{pta,diaAR}$ : Caudal punta diario de agua residual ( $m^3/día$ ).

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

$C_{pta,dAR}$ : Coeficiente punta diario.

Con lo que el resultado es el siguiente:

$$Q_{pta,diaAR} = 230,16 * 1,7$$

$$Q_{pta,diaAR} = 391,27 \frac{m^3}{d}$$

### 5.3.6 Caudal punta horario de agua residual.

Al igual que en el caudal punta diario, este caudal se lo obtiene multiplicando el caudal horario de agua residual por un coeficiente que se obtendrá a partir de la expresión de Mara (1988), la cual es la siguiente:

$$C_{pta,hAR} = \frac{5}{p^6} \quad (8)$$

Donde:

$C_{pta,hAR}$ : Coeficiente punta horario.

p: Población de diseño (miles de habitantes)

Es importante considerar que para este cálculo se tomará en cuenta lo especificado en el punto 5.2.2 en lo que respecta al valor de población de diseño que ocuparemos, teniendo entonces:

$$C_{pta,hAR} = \frac{5}{2.3986^{\frac{1}{6}}}$$

$$C_{pta,hAR} = 4,32$$

Teniendo entonces ya el coeficiente punta horario para el caudal horario del agua residual, calculamos dicho caudal punta horario, utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{pta,hAR} = Q_{med,hAR} * C_{pta,hAR} \quad (9)$$

Donde:

$Q_{pta,hAR}$ : Caudal punta horario de agua residual (m<sup>3</sup>/hora).

$Q_{med,hAR}$ : Caudal medio horario de agua residual (m<sup>3</sup>/hora).

$C_{pta,hAR}$ : Coeficiente punta horario.

$$Q_{pta,hAR} = 9,59 * 4,32$$

$$Q_{pta,hAR} = 41,45 \frac{m^3}{h}$$

### 5.3.7 Caudal máximo diario de agua residual.

Este caudal se ha de determinar según lo que sostiene Serrano & Corzo Hernández (2008), es decir que el caudal máximo diario es un aumento del caudal punta diario de agua residual aumentado dos veces, entonces tenemos que:

$$Q_{max,diaAR} = Q_{pta,diaAR} * 2 \quad (10)$$

Donde:

$Q_{max,diaAR}$ : Caudal máximo diario de agua residual (m<sup>3</sup>/dia).

$Q_{pta,diaAR}$ : Caudal punta diario de agua residual (m<sup>3</sup>/dia).

$$Q_{max,diaAR} = 391,27 * 2$$

$$Q_{max,diaAR} = 782,54 \frac{m^3}{d}$$

### 5.3.8 Caudal máximo instantáneo de agua residual.

Este caudal se utilizará para poder calcular el aliviadero; corresponde al caudal medio diaria aumentado en 10 veces su valor, con lo cual procedemos a calcular este con la siguiente ecuación:

$$Q_{max,inst,diaAR} = Q_{med,diaAR} * 10 \quad (11)$$

Donde:

$Q_{max,inst,diaAR}$ : Caudal instantáneo diario de agua residual ( $m^3/dia$ ).

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

$$Q_{max,inst,diaAR} = 230,16 * 10$$

$$Q_{max,inst,diaAR} = 2.301,6 \frac{m^3}{d}$$

### 5.3.9 Caudal mínimo diario de agua residual.

Serrano & Corzo Hernández, (2008), sostienen que para el cálculo del caudal mínimo diario se debe tomar un valor correspondiente al 30% del valor calculado del caudal medio diario, con ello tendremos lo siguiente:

$$Q_{min,diaAR} = Q_{med,diaAR} * \frac{30}{100} \quad (12)$$

Donde:

$Q_{min,diaAR}$ : Caudal mínimo diario de agua residual ( $m^3/dia$ ).

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

$$Q_{min,diaAR} = 230,16 * 0.3$$

$$Q_{min,diaAR} = 69,05 \frac{m^3}{d}$$

Una vez que se hayan determinado todos los caudales que han de ser necesarios para el diseño de la planta de depuración de aguas residuales, esto tomando en cuenta los parámetros mencionados anteriormente, podremos realizar una tabla resumen en la que figuren todos los valores calculados:

**Tabla 15.** Tabla resumen de los caudales calculados.

CAUDALES	NOTACIÓN	VALOR	UNIDADES
Caudal medio diario de agua potable	$Q_{med,diaAP}$	287,7	m <sup>3</sup> /día
Caudal medio diario de agua residual	$Q_{med,diaAR}$	230,16	m <sup>3</sup> /día
Caudal medio horario de agua residual	$Q_{med,hAR}$	9,59	m <sup>3</sup> /hora
Caudal punta diario de agua residual	$Q_{pta,diaAR}$	391,27	m <sup>3</sup> /día
Caudal punta horario de agua residual	$Q_{pta,hAR}$	41,45	m <sup>3</sup> /hora
Caudal máximo diario de agua residual	$Q_{max,diaAR}$	782,54	m <sup>3</sup> /día
Caudal máximo instantaneo de agua residual	$Q_{max,inst,diaAR}$	2.301,6	m <sup>3</sup> /día
Caudal mínimo diario de agua residual	$Q_{min,diaAR}$	69,05	m <sup>3</sup> /día

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.4 Caracterización del agua residual.

Para la caracterización del agua residual, se ocuparán los datos de una analítica realizada por el laboratorio acreditado “LASA” a fecha de 3 de agosto de 2022, arrojando los siguientes valores a la entrada de las fosas de oxidación con funcionamiento deficiente:

**Tabla 16.** Valores de la analítica tomada a la entrada de las fosas de oxidación.

ITEM	PARÁMETROS	UNIDADES	RESULTADOS	<sup>1</sup> VALORES DE REFERENCIA	INCERTIDUMBRE U (k=2)	MÉTODO DE ENSAYO
1	ACEITES Y GRASAS	mg/l	31,4	30,0	± 24 %	(b) PEE LASA.FQ.15 APHA 5520-B
2	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO D.B.O <sub>5</sub>	mg/l O <sub>2</sub>	260	100	± 22% <sup>(1)</sup>	(b) PEE LASA.FQ.07 APHA 5210 B
3	DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO D.Q.O	mg/l O <sub>2</sub>	439	200	± 28% <sup>(1)</sup>	(a) PEE LASA.FQ.04B APHA 5220D
4	pH <sup>(2)</sup>	Unidades de pH	7,23	6 - 9	±0,26 Unidades de pH <sup>(3)</sup>	(b) PEE LASA.CP.01 APHA 4500 H+B
5	TPH	mg/l	<0,30	20,0	± 30 %	(b) PEE LASA.FQ.40 EPA 8015 C
6	TENSOACTIVOS (MBAS)	mg/l	18,6	0,5	± 13 %	(a) PEE LASA.FQ.13 APHA 5540C

Con lo cual tomaremos entonces de esta analítica los valores de las concentraciones de DBO<sub>5</sub> (demanda biológica de oxígeno) y DQO (demanda química de oxígeno), siendo estos los valores adoptados para el diseño:

- DBO<sub>5</sub>: 260 (mg/l).
- DQO: 439 (mg/l).

Puesto que en términos de diseño los otros parámetros que reflejan la analítica no son requeridos, se llevará a cabo el cálculo de los demás parámetros que sí han de ser utilizados para el diseño de la EDAR en cuestión, siendo estos:

- Sólidos Suspendidos (SS).
- Nitrógeno Total ( $N_T$ ).
- Fósforo Total ( $P_T$ )

Para llevar a cabo el cálculo de los parámetros anteriormente mencionados se utilizarán valores característicos de las concentraciones de los diferentes contaminantes bajo lo que mencionan Serrano & Corzo Hernández (2008) quienes sostienen que; “Cuando no se dispone de datos, o éstos no son representativos, se pueden utilizar valores de emisión másica unitaria tabulados”, mismos valores que se encuentran en la tabla siguiente:

**Tabla 17.** Valores característicos de la concentración de agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU).

Parámetro	Concentración (mg/L)	VEMU (g/hab-día)
MES	200	30
DBO <sub>5</sub>	280	40
DQO	600	85
Nitrógeno Total	50	7,5
Fósforo Total	12	1,7

**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Una vez identificado el valor característico de concentración de agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU), realizamos la determinación de las concentraciones de cada contaminante.

#### 5.4.1 Determinación de las concentraciones de los parámetros del agua residual.

La concentración presente de cada parámetro dentro del agua residual será determinada mediante la formula siguiente:

$$[C] = \frac{VEMU * 1.000}{\beta * D_f} \quad (13)$$

Donde:

[C]: Concentración del parámetro o contaminante a determinar (mg/l).

VEMU: Velocidad de emisión másica unitaria (g/hab\*día).

$\beta$ : Coeficiente de retorno.

$D_f$ : Dotación futura de agua potable (l/hab\*día).

Luego de tener identificados los valores de la velocidad de emisión másica unitaria (VEMU), se procede al cálculo de las concentraciones para cada parámetro faltante, utilizando la fórmula genérica descrita anteriormente.

➤ **Sólidos Suspendidos (SS)**

$$[SS] = \frac{30 * 1.000}{0.8 * 120}$$

$$[SS] = 312,50 \text{ (mg/l)}$$

➤ **Nitrógeno Total (N<sub>T</sub>)**

$$[N_T] = \frac{7,5 * 1.000}{0.8 * 120}$$

$$[N_T] = 78,13 \text{ (mg/l)}$$

➤ **Fósforo Total (P<sub>T</sub>)**

$$[P_T] = \frac{1,7 * 1.000}{0.8 * 120}$$

$$[P_T] = 17,71 \text{ (mg/l)}$$

Ahora que ya se cuenta con los valores de los parámetros necesarios de cara al dimensionamiento de la EDAR, se procede a realizar una tabla resumen en la que figurarán la comparativa de la normativa ecuatoriana y española, en lo que respecta a límites máximos permisibles de vertido a zonas sensibles.

**Tabla 18.** Tabla resumen de las concentraciones de los parámetros del influente, y comparativa de normativas, ecuatoriana y española.

Parámetro	Concentración en el influente (mg/l)	Límite máximo permisible, legislación española (mg/l)	Límite máximo permisible, legislación ecuatoriana (mg/l)
DQO	439	125	250
DBO <sub>5</sub>	260	25	100
SST	312,50	35	100
N <sub>T</sub>	78,13	15	15
P <sub>T</sub>	17,71	2	10

**Fuente:** Elaboración Propia.

## 5.5 Diseño de la EDAR.

En lo que respecta al diseño de la EDAR para la población de la cabecera parroquial de la parroquia rural de Luz de América, se han de plantear tres alternativas, mismas que se basan en la utilización de sistemas de humedales artificiales de flujo subsuperficial, siendo estas; Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, humedal artificial de flujo subsuperficial de flujo vertical, y humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”.

En todas las alternativas se tiene un pretratamiento, y en todos los casos este pretratamiento constará de:

- Aliviadero lateral
- Canal de desbaste
- Rejas gruesas y finas
- Desarenador

El primer paso para poder diseñar el pretratamiento es definir el número de habitantes equivalentes, esto en función del caudal medio del agua residual calculado anteriormente y la concentración de  $DBO_5$  del influente que ingresa a la EDAR, con lo cual se define que un habitante equivalente es igual a 60  $gDBO_5/d$ . el cálculo se ha de realizar mediante la siguiente ecuación:

$$h_e = \frac{Q_{med,diaAR} * DBO_5}{60 \frac{gDBO_5}{d}} \quad (14)$$

Donde:

$h_e$ = Número de habitantes equivalentes.

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

$DBO_5$ = Concentración de  $DBO_5$  del agua problema al ingreso de la EDAR ( $mg/l$ ).

$$h_e = \frac{230,16 * 260}{60 \frac{gDBO_5}{d}}$$

$$h_e = 998 \text{ habitantes}$$

## 5.5.1 Diseño del pretratamiento.

### 5.5.1.1 Aliviadero lateral.

Este tipo de estructuras, son las encargadas de evitar la sobrecarga de caudal al ingreso a la EDAR, en su mayoría de casos provocando inundaciones. Esta estructura generalmente consiste en una arqueta de planta rectangular en la que, a cierta altura de agua, toda aquella fracción de caudal cuya lámina de agua haya excedido dicha altura es separada y vertida directamente por el propio aliviadero.

Para el dimensionamiento del aliviadero lateral se ha de tomar en cuenta lo mencionado por Serrano & Corzo Hernández (2008), quienes sostienen que el aliviadero se diseña de forma práctica, para que empiece a realizar su función una vez que el caudal medio horario haya sido superado en 10 veces al llegar a la estación de depuración, así como también puesto que no existen estaciones de aforo en la cabecera parroquial de la parroquia rural Luz de América, se toman valores bibliográficos que se definen en el mismo texto anteriormente citado, dicho valor es de  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ , teniendo en cuenta que este valor considera también el valor del agua residual, es decir agua residual + caudal de lluvia =  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ . Tomando estas consideraciones se ha de calcular el caudal vertido mediante la siguiente ecuación:

$$Q_v = Q_{II} - 10 * (Q_{med,diaAR}) \quad (15)$$

Donde:

$Q_v$ : Caudal vertido que debe ser evacuado por el aliviadero ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$Q_{II}$ : Caudal de lluvia más agua residual ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$Q_{med,diaAR}$  = Caudal medio diario de agua residual ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$$Q_v = 0.1 - 10 * \frac{230,16}{86400}$$

$$Q_v = 0,0734 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Como siguiente punto se ha de determinar la altura de agua en el canal (P) y la altura de la lámina de agua sobre el vertedero (H), para proceder a calcular el caudal por metro lineal.

Como primera instancia se calcula a altura (P) tanto para el caudal máximo instantáneo, para el cual se considera una velocidad de agua de 0,9 m/s, además de esta consideración definiremos un ancho de canal de 0,45 m. Con lo cual se calcula la altura máxima (P<sub>max</sub>) y altura de lluvia (P<sub>ll</sub>), mediante las siguientes fórmulas:

$$P_{ll} = \frac{Q_{ll}}{v * a} \quad (16)$$

$$P_{max,inst,AR} = \frac{Q_{max,inst,AR}}{v * a} \quad (17)$$

Donde

P<sub>ll</sub>: Altura de la lámina de agua considerando el caudal de lluvia más el agua residual (m).

P<sub>max,inst,AR</sub>: Altura de la lámina de agua considerando el caudal máximo instantáneo (m).

Q<sub>ll</sub>: Caudal de lluvia más agua residual (m<sup>3</sup>/s).

Q<sub>max,inst,AR</sub>: Caudal máximo instantáneo de agua residual (m<sup>3</sup>/s).

v: Velocidad de paso del agua al ingresar a la EDAR (m/s).

a: Ancho seleccionado del canal (m).

$$P_{ll} = \frac{0,10}{0,90 * 0,45}$$

$$P_{ll} = 0,247 \text{ m}$$

$$P_{max,inst,AR} = \frac{\frac{2.301,6}{86400}}{0,9 * 0,45}$$

$$P_{max,inst,AR} = 0,066 \text{ m}$$

Como anteriormente se ha mencionado también se ha de calcular a continuación la altura de la lámina de agua sobre el vertedero, utilizando la siguiente ecuación:

$$H = P_{ll} - P_{max,inst,AR} \quad (18)$$

Donde:

H: Altura de la lámina de agua sobre vertedero (m).

$P_{II}$ : Altura de la lámina de agua considerando el caudal de lluvia más el agua residual (m).

$P_{max,inst,AR}$ : Altura de la lámina de agua considerando el caudal máximo instantáneo (m).

$$H = 0,247 - 0,066$$

$$H = 0,19 \text{ m}$$

Como anteriormente se mencionó, con los valores anteriormente calculados, se procede a calcular el caudal por metro lineal de vertedero, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$Q = 1,83 * (1 - (0,2 * H)) * (H)^{1,5} \quad (19)$$

Donde:

H: Altura de la lámina de agua sobre vertedero (m).

Q: caudal por metro lineal ( $m^3/m*s$ ).

$$Q = 1,83 * (1 - (0,2 * 0,19)) * (0,19)^{1,5}$$

$$Q = 0,15 \frac{m^3}{m * s}$$

Una vez obtenido el caudal por metro lineal, podemos también calcular la longitud del vertedero, lo cual obtenemos a partir de la siguiente ecuación:

$$L = \frac{Q_v}{Q} \quad (20)$$

Donde:

L: Longitud del vertedero (m).

$Q_v$ : Caudal vertido que debe ser evacuado por el aliviadero ( $m^3/s$ ).

Q: caudal por metro lineal ( $m^3/m*s$ ).

$$L = \frac{0,0734}{0,15}$$

$$L = 0,51 \text{ m}$$

Se tiene entonces que la longitud del vertedero es de 0,51 m no obstante para tener mayor seguridad y buscando asegurar un caudal aliviado se tomará una longitud de 0,75 m, siendo que esto no supone un aumento significativo en los costes de implementación, con lo cual tendremos que:

$$L = 0,75 \text{ m}$$

### 5.5.1.2 Canal de desbaste.

Este es el primer proceso unitario por el cual el agua residual que ingresa a la EDAR pasa, teniendo dentro de su configuración sistemas de separación de sólidos basados en la utilización de rejillas para la intercepción de los sólidos presentes en el agua al momento de ingresar, y como lo sostiene Serrano & Corzo Hernández (2008) también se produce un desarenado ya que se construye con una sección mayor que el colector de llegada.

Como lo anteriormente se ha mencionado este canal tendrá rejillas, de estas rejillas tenemos rejillas gruesas y rejillas finas, que a continuación serán dimensionadas bajo los parámetros de diseño que se especifican en la siguiente tabla:

**Tabla 19.** Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de un canal de desbaste y sus rejillas.

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

**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

#### 5.5.1.2.1 Rejas gruesas.

Asumimos los valores para el diseño basándonos en la tabla anterior, por otro lado, también asumiremos un nivel de colmatación del 30% para estas rejillas, basándonos en las recomendaciones de (Serrano & Corzo Hernández, 2008), sin dejar de lado los dimensionamientos anteriormente determinados, como el ancho del canal de desbaste.

Los valores adoptados de cara al dimensionamiento de las rejillas gruesas se especifican a continuación:

**Tabla 20.** Valores asumidos para el dimensionamiento de rejillas gruesas.

VALORES SELECCIONADOS PARA EL DISEÑO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDADES
ESPESOR DE BARROTES	e	15	mm
SEPARACIÓN ENTRE LOS BARROTES	a	50	mm
GRADO DE COLMATACIÓN	G	30	%
VELOCIDAD DE APROXIMACIÓN	v	0.3	m/s
PENDIENTE EN RELACIÓN A LA VERTICAL		45	°
ANCHO DE CANAL (ASUMIDO EN EL DISEÑO DEL ALIVIDERO)	A <sub>c</sub>	0.45	m

**Fuente:** Elaboración Propia.

Una vez determinados los valores que se han de utilizar en el diseño se procede como primer punto al cálculo del número de espacios entre barrotes, mediante la siguiente ecuación:

$$n_e = \frac{A_c + e}{a + e} \quad (21)$$

Donde:

n<sub>e</sub>: Numero de espacios entre los barrotes (unidades).

A<sub>c</sub>: Ancho del canal (m).

e: Espesor de barrotes (m).

a: Separación entre los barrotes (m).

$$n_e = \frac{0,45 + 0,015}{0,05 + 0,015}$$

$$n_e = 7 \text{ espacios}$$

Seguidamente, se procede a calcular el número de barrotes en función de los espacios calculados anteriormente, teniendo entonces que:

$$n_b = n_e - 1 \quad (22)$$

Donde:

n<sub>b</sub>: Numero de barrotes (unidades).

$n_e$ : Numero de espacios entre los barrotes (unidades).

$$n_b = 7 - 1$$

$$n_b = 6$$

Ahora se procede a determinar el ancho útil de paso, que no es más que el espacio entre los barrotes por el cual circula únicamente el agua, y se ha de calcular mediante la siguiente ecuación:

$$W_u = (A_c - n_b * e) * \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (23)$$

Donde:

$W_u$ : ancho útil de paso (m).

$A_c$ : Ancho del canal (m).

$n_b$ : Numero de barrotes (unidades).

$e$ : Espesor de barrotes (m).

$G$ : Grado de colmatación (%).

$$W_u = 0,25 \text{ m}$$

Seguidamente se procede a calcular el calado necesario para el grado de colmatación calculado anteriormente, mismo que será determinado con la siguiente ecuación:

$$h = \left( \frac{Q_{max,diaAR} * \frac{1}{86400}}{v} * \frac{1}{W_u} \right) \quad (24)$$

Donde:

$h$ : Calado (m).

$Q_{max,diaAR}$ : Caudal de paso, máximo diario ( $m^3/s$ ).

$v$ : Velocidad de aproximación del agua (m/s).

$W_u$ : ancho útil de paso (m).

$$h = \left( \frac{782,54 * \frac{1}{86400} * \frac{1}{0,25}}{0,3} \right)$$

$$h = 0,12 \text{ m}$$

Serrano & Corzo Hernández, (2008) mencionan que al ser un canal de sección rectangular debe contar con un resguardo que oscila entre 0,3 y 0,5, con lo cual se ha determinado un resguardo de 0,33, con lo cual calculamos la altura del canal de desbaste el cual se define mediante la siguiente ecuación:

$$H_c = h + H_r \quad (25)$$

Donde:

$H_c$ : Altura del canal de desbaste (m).

$h$ : Calado (m).

$H_r$ : Altura de resguardo (m).

$$H_c = 0,12 + 0,33$$

$$H_c = 0,45 \text{ m}$$

Como siguiente paso, se procede a calcular la longitud del canal de desbaste, esta longitud ha de ser calculada en función del tiempo de retención hidráulico, mismo que (Serrano & Corzo Hernández, 2008) sostienen que va desde los 5 a los 15 segundos, que para este caso consideraremos un tiempo de 5 segundos, teniendo entonces:

$$L_c = T_H * v \quad (26)$$

Donde:

$L_c$ : Longitud del canal (m)

$T_H$ : Tiempo de retención hidráulico (segundos)

$v$ : Velocidad de aproximación del agua (m/s).

$$L_c = 5 * 0,30$$

$$L_c = 1,5 \text{ m}$$

Con esto podemos dar por concluido el diseño del canal de desbaste y rejas gruesas, con lo cual se mostrará continuación tablas a forma de resumen de la dimensión de los elementos antes mencionados.

**Tabla 21.** Dimensiones del canal de desbaste.

DIMENSION	VALOR	UNIDAD
altura	0.45	m
ancho	0.45	m
longitud	1.5	m

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 22.** Dimensiones de las rejas gruesas.

DIMENSION	VALOR	UNIDAD
espacios	7	-
barrotes	6	-
espesor	15	mm
luz entre barrotes	50	mm

**Fuente:** Elaboración propia.

#### 5.5.1.2.2 Rejas finas.

Para el dimensionamiento de este elemento, se han de adoptar al igual que en el apartado anterior valores bibliográficos mismos que se encuentran especificados en la tabla 19. Siendo estos valores adoptados los siguientes:

**Tabla 23.** Valores tomados para el dimensionamiento de rejas finas.

VALORES SELECCIONADOS PARA EL DISEÑO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDADES
ESPESOR DE BARROTES	e	5	mm
SEPARACIÓN ENTRE LOS BARROTES	a	15	mm
GRADO DE COLMATAICIÓN	G	30	%
VELOCIDAD DE APROXIMACIÓN	v	0.3	m/s
PENDIENTE EN RELACIÓN A LA VERTICAL	-	45	°
ANCHO DE CANAL (ASUMIDO EN EL DISEÑO DEL ALIVIDERO)	Ac	0.45	m

**Fuente:** Elaboración propia.

Ya teniendo establecidos los valores que se reflejan en la tabla 23, se ha de calcular al igual que con las rejas gruesas los espacios entre barrotes, mediante la siguiente ecuación:

$$n_e = \frac{A_c + e}{a + e} \quad (27)$$

Donde:

$n_e$ : Numero de espacios entre los barrotes (unidades).

$A_c$ : Ancho del canal (m).

$e$ : Espesor de barrotes (m).

$a$ : Separación entre los barrotes (m).

$$n_e = \frac{0,45 + 0,005}{0,015 + 0,005}$$

$$n_e = 23 \text{ espacios}$$

Seguidamente calcularemos el número de barrotes que le corresponden a las rejas finas, mediante la siguiente expresión.

$$n_b = n_e - 1$$

Donde:

$n_b$ : Numero barrotes (unidades).

$n_e$ : Numero de espacios entre los barrotes (unidades).

$$n_b = 23 - 1$$

$$n_b = 22 \text{ u}$$

Teniendo las dimensiones, y considerando que comparten las mismas dimensiones que el canal de desbaste en cuanto a su altura y ancho, en la siguiente tabla resumen se reflejan los valores de las dimensiones de las rejas finas:

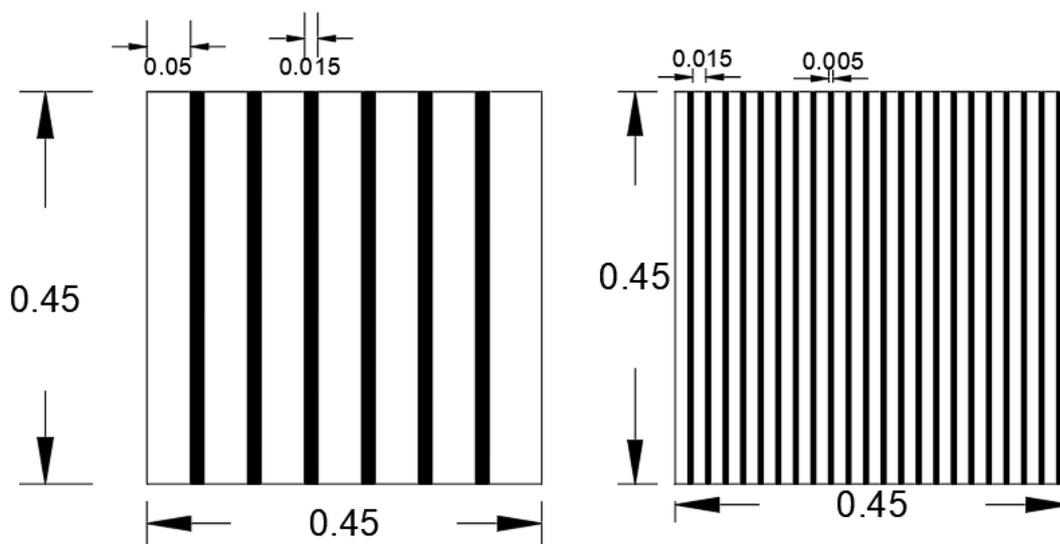
**Tabla 24.** Dimensiones de las rejillas finas.

DIMENSION	VALOR	UNIDAD
espacios	23	-
barros	22	-
espesor	5	mm
luz entre barros	15	mm

**Fuente:** Elaboración propia.

Para culminar con el apartado de rejillas finas y gruesas, en la siguiente imagen se puede observar de forma gráfica el diseño final de estas rejillas, tomando en cuenta todo lo anteriormente considerado y calculado:

**Figura 37.** Configuración de las rejillas finas y gruesas en base a lo anteriormente calculado en m.

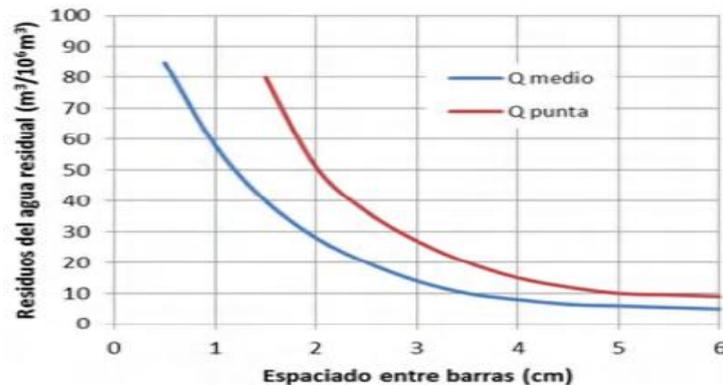


**Fuente:** Elaboración propia.

### 5.5.1.2.3 Volumen de sólidos retenidos en las rejillas.

Para proceder a la estimación del volumen de los sólidos recogidos en las rejillas gruesas y finas, se realizarán las estimaciones a partir de lo que se muestran a continuación en función del caudal medio diario, caudal punta y la relación de estos con el espaciado entre las barras.

**Figura 38.** Cantidad de residuos recogidos por las rejjas.



**Fuente:** (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

#### 5.5.1.2.3.1 Volumen de sólidos retenidos en las rejjas.

Con lo que se especifica en la figura 36 podemos tomar en cuenta que, teniendo los valores del espaciado en las rejjas, en la gráfica identificamos los 1,5 centímetros de separación de las rejjas, teniendo como resultado que para un caudal medio tendremos un valor de residuos del agua residual retenidos tal que  $40 \text{ m}^3/10^6 \text{ m}^3$ .

Con este valor podremos seguidamente realizar el cálculo de los sólidos totales recogidos, multiplicando el valor que se ha obtenido de la tabla de los sólidos recogidos por el caudal medio diario. Esto lo obtenemos mediante la siguiente ecuación:

$$ST = \text{residuos del agua residual} * Q_{\text{med,diaAR}} \quad (28)$$

Donde:

ST: Sólidos totales recogidos en el sistema de rejjas (l/d).

Residuos totales en el agua residual:  $1/10^3 \text{ m}^3$

$Q_{\text{med,diaAR}}$ : caudal medio diario de agua residual ( $\text{m}^3/\text{d}$ )

$$ST = \frac{40}{10^3} * 230,16$$

$$ST = 9,21 \frac{l}{d}$$

### 5.5.1.2.3.2 Volumen de sólidos retenidos en las rejillas gruesas.

Para el cálculo de los sólidos que serán retenidos en las rejillas gruesas, realizamos el mismo procedimiento, identificamos en la gráfica de la figura 36 la separación entre las barras que para este caso es de 5 cm con lo cual el volumen de sólidos recogidos según la gráfica 36 es de  $5 \text{ m}^3/10^6 \text{ m}^3$ , con lo cual, planteamos la siguiente ecuación para calcular lo anteriormente mencionado:

$$S_{ret,regG} = \text{residuos retenidos en el agua residual} * Q_{med,diaAR} \quad (29)$$

Donde:

$S_{ret,regG}$ : Sólidos recogidos en las rejillas gruesas (l/d).

Residuos totales en el agua residual:  $1/10^3 \text{ m}^3$

$Q_{med,diaAR}$ : caudal medio diario de agua residual ( $\text{m}^3/\text{d}$ )

$$S_{ret,regG} = \frac{5}{10^3} * 230,16$$

$$S_{ret,regG} = 1,15 \frac{l}{d}$$

### 5.5.1.2.3.3 Volumen de sólidos retenidos en las rejillas finas.

Para este caso el procedimiento a seguir es una resta de los sólidos totales recogidos y los sólidos recogidos por las rejillas gruesas con lo cual tenemos la siguiente expresión:

$$S_{ret,regF} = ST - S_{ret,regG} \quad (30)$$

Donde:

$S_{ret,regF}$ : Sólidos recogidos en las rejillas finas (l/d).

ST: Sólidos totales recogidos en el sistema de rejillas (l/d).

$S_{ret,regG}$ : Sólidos recogidos en las rejillas Gruesas (l/d).

$$S_{ret,regF} = 9,21 - 1,15$$

$$S_{ret,regF} = 8,05 \frac{l}{d}$$

#### 5.5.1.2.4 Pérdida de carga.

La pérdida de carga se realizará para las rejillas gruesas y finas, tomando en cuenta los caudales medio y punta, estos cálculos se han de realizar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta h = \beta * \left(\frac{e}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2 * g} * \sin\theta \quad (31)$$

Donde:

$\Delta h$ : Pérdida de carga (mca)

$\beta$ : Factor de forma de la barra.

$e$ : Espesor de las barras (m).

$a$ : Espacio entre barras (m).

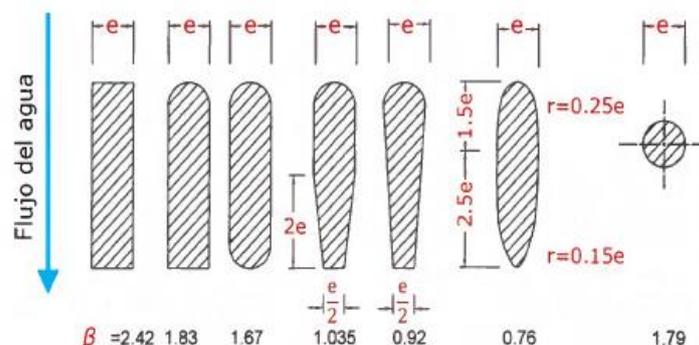
$v$ : Velocidad antes de la reja (m/s).

$g$ : Gravedad, m/s<sup>2</sup>.

$\theta$ : Ángulo del enrejado con la horizontal (°).

Antes de proceder al cálculo de la pérdida de carga se debe considerar los parámetros comunes para los tipos de rejillas, ya sean estas gruesas o finas, mismos parámetros se han de definir en función de la forma de la reja y con ello se puede definir el factor mediante la siguiente figura:

**Figura 39.** Valores de Rischmer para  $\beta$ , según la forma de la reja.



**Fuente:** (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

Definiendo entonces a partir de lo que muestra la figura 37 el factor de forma igual a  $\beta=2,42$ . Por otra parte definiremos un ángulo de inclinación para ambos tipos de barras de  $\theta=45^\circ$ , ya que esto facilita los procesos de limpieza de las rejas de forma manual.

Una vez definidos los factores de forma de la reja y el ángulo de inclinación de estas, se debe de definir la velocidad de aproximación del agua residual antes de las rejas en función de los caudales medio y punta, para lo cual se usa la siguiente expresión:

$$v_{med,o,pta} = \frac{Q_{med,o,pta}}{A} \quad (32)$$

Donde:

$v_{med,o,pta}$ : velocidad de aproximación a caudal medio o punta (m/s).

$Q_{med,o,pta}$ : Caudal medio o punta ( $m^3/s$ ).

A: Área del canal ( $m^2$ ).

$$v_{med} = \frac{\frac{230,16}{86400}}{0,45 * 0,45}$$

$$v_{med} = 0,013 \frac{m}{s}$$

$$v_{pta} = \frac{\frac{391,27}{86400}}{0,45 * 0,45}$$

$$v_{pta} = 0,054 \frac{m}{s}$$

Con los datos calculados anteriormente, se procede a realizar la determinación de la pérdida de carga de las rejas gruesas y finas.

#### 5.5.1.2.4.1 Pérdida de carga de rejas gruesas.

Para poder realizar el cálculo de la pérdida de carga en las rejas gruesas, a parte de los valores de los parámetros necesarios para el cálculo de la pérdida de carga, también hay que considerar los valores de espesor y separación de los barrotes de las rejas, teniendo entonces esto en consideración procedemos al cálculo de pérdida de carga para rejas gruesas:

$$\Delta h_{med,rejG} = 2,42 * \left(\frac{0,015}{0,050}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,013^2}{2 * 9,81} * \sin 45$$

$$\Delta h_{med,rejG} = 0.0000033438 \text{ mca}$$

$$\Delta h_{pta,rejG} = 2,42 * \left(\frac{0,015}{0,050}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,054^2}{2 * 9,81} * \sin 45$$

$$\Delta h_{pta,rejG} = 0.0000624540 \text{ mca}$$

#### 5.5.1.2.4.2 Pérdida de carga de rejás finas.

Al igual que en el apartado anterior se deben considerar las dimensiones de las rejás finas anteriormente calculadas, en cuanto a su espesor de barrotes y separación entre ellos, al igual que las velocidades de aproximación en función de los caudales medio y punta de igual forma el factor por la forma de la reja. Tenemos entonces los siguientes valores para las rejás finas:

$$\Delta h_{pta,rejF} = 2,42 * \left(\frac{0,005}{0,015}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,013^2}{2 * 9,81} * \sin 45$$

$$\Delta h_{med,rejF} = 0.0000038481 \text{ mca}$$

$$\Delta h_{pta,rejF} = 2,42 * \left(\frac{0,005}{0,015}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,054^2}{2 * 9,81} * \sin 45$$

$$\Delta h_{pta,rejF} = 0.0000718737 \text{ mca}$$

Una vez que se han calculado las respectivas pérdidas de carga para los dos tipos de rejás (finas y gruesas), se procede a comparar si cumplen los criterios de diseño establecidos en la tabla 19 en la que se considera como una pérdida de carga admisible en términos de diseño para ambas rejás de 0,15 mca como máximo, con lo cual los valores obtenidos corresponden a un cumplimiento satisfactorio de los criterios de diseño planteados en el presente trabajo.

#### 5.5.1.2.4.3 Pérdida de carga de total.

En lo que respecta a la pérdida de carga total se calcula realizando una suma sencilla de las pérdidas de carga a caudal punta y caudal medio para las rejás gruesas y finas respectivamente, teniendo entonces la siguiente expresión genérica:

$$\Delta h_{Tpta,med} = \Delta h_{pta,med,rejG} + \Delta h_{pta,med,rejF} \quad (33)$$

Donde:

$\Delta h_{Tpta,med}$ : pérdida de carga total media o punta (mca).

$\Delta h_{pta,med,rejG}$ : pérdida de carga a cudad punta y medio para las rejillas gruesas (mca).

$\Delta h_{pta,med,rejF}$ : pérdida de carga a caudal punta o medio para las rejillas finas (mca).

$$\Delta h_{Tpta} = 0.0000624540 + 0.0000718737$$

$$\Delta h_{Tpta} = 0.0001343277 \text{ mca}$$

$$\Delta h_{Tmed} = 0.0000033438 + 0.0000038481$$

$$\Delta h_{Tmed} = 0.0000071919 \text{ mca}$$

### 5.5.1.3 Desarenador.

Los valores adoptados para el dimensionamiento serán seleccionados en base a lo que se refleja en la siguiente tabla:

**Tabla 25.** Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores.

Parámetro	Intervalo	Valor	Valor típico
Flujo horizontal (canales desbaste)			
Carga hidráulica		<70 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ·hora (a Qmáx)	
Velocidad horizontal del agua	0,2-0,4 m/s		0,3 m/s
Tiempo de retención	45-90 s		60s
Longitud	20-25 veces la altura de la lámina de agua		
Relación Largo-ancho	1,5-3,0		2
Aireados de flujo helicoidal			
Carga hidráulica		<70 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ·hora (a Qmáx)	
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 <sup>3</sup> /min		0,5

**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Se considera el ancho del canal de desbaste inicial calculado anteriormente, con lo cual restaría dimensionar el resto de las configuraciones del desarenador, esto en base a los valores de los parámetros seleccionados, mismos que están resumidos en la tabla siguiente

**Tabla 26.** Valores seleccionados para el dimensionamiento del desarenador.

VALORES SELECCIONADOS PARA EL DISEÑO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDADES
Carga hidráulica	$C_H$	70	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ·hora (a Qmax)
Velocidad horizontal del agua	$V_H$	0.3	m/s
Tiempo de ret. Hidráulico	$T_H$	60	seg
Relación largo-ancho	L/W	4	

**Fuente:** Elaboración propia.

Para iniciar con el dimensionamiento del desarenador de flujo horizontal, lo primero que se debe hacer es calcular el largo del canal tomando en cuenta el ancho del canal previamente calculado, esto para trabajar con la relación largo ancho que este ha de tener. El cálculo del largo del canal se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$L = W * \frac{L}{W} \quad (34)$$

Donde:

L: Largo del desarenador (m).

W: Ancho del desarenador (m).

L/W: Relación largo-ancho del desarenador.

$$L = 0,45 * 4$$

$$L = 1,80 \text{ m}$$

Teniendo el largo del canal, lo que sigue es el cálculo de la sección transversal del desarenado. Esta área transversal es calculada en función al caudal máximo diario y la velocidad de flujo horizontal de paso para el agua, aplicando entonces la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q_{max,diaAR}}{V_H} \quad (35)$$

Donde:

A: Área transversal del desarenador (m<sup>2</sup>).

Q<sub>max,diaAR</sub>: Caudal máximo diario de agua residual (m<sup>3</sup>/s).

V<sub>H</sub>: Velocidad horizontal de paso del agua residual (m/s)

$$A = \frac{782,54}{0,3}$$

$$A = 0.03019 \text{ m}^2$$

Ahora se procede a la determinación de la altura final del desarenador, esto se lleva a cabo considerando que la definición de la sección transversal (o área transversal), estará dada por

el producto de su calado por el ancho del canal, con lo cual la expresión despejada se define como:

$$h = \frac{A}{W} \quad (36)$$

Donde:

h: Calado del desarenador (m).

A: Área transversal del desarenador (m<sup>2</sup>).

W: Ancho del desarenador (m).

$$h = 0,0671 \text{ m}$$

Si el valor obtenido de altura del canal para la zona de desarenado es mayor que el calado obtenido para la zona de desbaste de gruesos se toma como altura definitiva del canal el valor de la zona de desarenado (Serrano & Corzo Hernández, 2008). Con lo mencionado anteriormente, se tiene como valor definitivo del calado para el desarenador el mismo que se tiene para el canal de desbaste, con lo cual la altura definitiva quedaría definida como:

$$h = 0,45 \text{ m}$$

Seguidamente se realiza el cálculo de la carga superficial, en base a lo que se refleja en la tabla 25, siendo que el valor resultante tiene que ser menor o igual a 70, con lo cual posterior al cálculo de esta se realiza la comparación si esta cumple los requerimientos de diseños planteados. Calculando la carga superficial mediante la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{Q_{\max, \text{diaAR}}}{L * W} \quad (37)$$

C<sub>s</sub>: Carga superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*h)

Q<sub>max, diaAR</sub>: Caudal máximo diario de agua residual (m<sup>3</sup>/h).

L: Largo del desarenador (m).

W: Ancho del desarenador (m).

$$C_s = \frac{\frac{782,54}{24}}{1,80 * 0,45}$$

$$C_s = 40,25 \frac{m^3}{m^2 * h} \leq 70 ; \text{Se cumple } \therefore \text{OK}$$

## 5.5.2 Diseño del tratamiento primario.

En lo que respecta a esta etapa de la estación de depuración, se han de considerar dos Tanques Imhoff dispuestos de forma paralela, esto con la finalidad de tener una mayor facilidad operativa y de mantenimiento. Estos Tanques Imhoff serán dimensionados bajo las especificaciones de diseño que se establecen en la Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial, publicada por Joan García Serrano y Angélica Corzo Hernández en el año 2008.

### 5.5.2.1 Tanque Imhoff.

Como anteriormente se mencionó se han de considerar dos tanques Imhoff, con lo cual el diseño será realizado para un solo Tanque Imhoff, con un caudal dividido en dos y el diseño de un tanque servirá para el dimensionamiento del otro. Los criterios de diseño de los Tanques Imhoff se especifican en la tabla siguiente:

**Tabla 27.** Valores recomendados de los parámetros de diseño de un tanque Imhoff.

Parámetro	Unidades	Rango	Valor usual
Zona de decantación			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -d	24-40	32
Tiempo de retención a Q <sub>media</sub>	h	2-4	3
Tiempo de retención a Q <sub>media</sub> nocturno	h	-	1
Velocidad horizontal punta horaria	m/min	-	<0,3
Relación longitud/ancho	-	2/1-5/1	3/1
Pendiente de la cámara de decantación	-	1,25:1,0-1,75:1,0	1,5:1,0
Obertura inferior	m	0,15-0,3	0,25
Pestaña inferior	m	0,15-0,3	0,25
Deflector debajo de la superficie	m	0,25-0,4	0,3
Deflector encima de la superficie	m	0,3	0,3
Resguardo	m	0,45-0,6	0,6
Zona de escape de gases			
Área (% de la superficie total)	%	15-30	20
Anchura (°)	m	0,45-0,75	60
Zona de digestión			
Tiempo de digestión	años	0,5-1,5	1,0
Tasa de emisión unitaria de lodos	L/hab-año	100-200	140
Tubería de extracción de lodos	m	0,2-0,3	0,25
Distancia libre hasta el nivel del lodo	m	0,3-0,9	0,60
Profundidad total del agua en el tanque (desde la superficie hasta el fondo)	m	7-9	9

**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Teniendo establecidos los valores referenciales o recomendados para el diseño del tanque imhoff, se han de seleccionar los siguientes valores para proceder a su diseño:

**Tabla 28.** Valores seleccionados de los parámetros de diseño de un Tanque Imhoff.

VALORES SELECCIONADOS PARA EL DISEÑO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDADES
<b>ZONA DE DECANTACIÓN</b>			
Carga hidráulica superficial punta diaria	$L_{Hpunta.d}$	24	$m^3/m^2*d$
Tiempo de retención hidráulica a $Q_{med}$	$Tr_{Qmed}$	3	h
Tiempo de retención hidráulica a $Q_{pta.horario}$	$Tr_{Qpth}$	1	h
Velocidad Horizontal Punta Horaria	$V_{punta.h}$	0,25	m/min
Relación Largo-Ancho	$L/W$	2	
Pendiente cámara de decantación	$p$	1,75	
Obertura inferior	$O_i$	0,3	m
Altura del deflector	$h_{deflector}$	0,3	m
Altura de resguardo	$h_{resguardo}$	0,6	m
<b>ZONA DE ESCAPE DE GASES</b>			
AREA (% de la superficie total)	$\%S_{gas}$	20	%
Ancho (abertura mínima de 0.45 m)	$W_{gas}$	0,5	m
<b>ZONA DE DIGESTIÓN</b>			
Tiempo de digestión	$T_d$	0,5	años
Tasa de Emisión Unitaria de lodo	$VEU$	150	L/hab.año
Diámetro de tubería de extracción de lodo	$\varnothing_t$	0,25	m
Distancia libre hasta el nivel del lodo acumulado	$h_1$	0,5	m

**Fuente:** Elaboración propia.

El diseño del Tanque Imhoff considera por separado las zonas de decantación y de digestión (Serrano & Corzo Hernández, 2008). Con lo cual se procede a dimensionar primero la zona de decantación.

#### 5.5.2.1.1 Zona de decantación.

Como punto de partida para el dimensionamiento de la zona de decantación se calcula la superficie que esta ocupa, basándonos en el caudal punta diario calculado en apartados anteriores, así como la carga hidráulica superficial seleccionada bajo los valores recomendados de diseño adoptados, que para este caso es  $25 m^3/m^2*d$ , teniendo entonces la siguiente expresión:

$$S_{dec} = \frac{Q_{pta, diaAR}}{L_{Hpunta.d}} \quad (38)$$

Donde:

$S_{dec}$ : Superficie de la zona de decantación ( $m^2$ ).

$Q_{pta,diaAR}$ : Caudal punta diario del agua residual ( $m^3/día$ ).

$L_{Hpunta,d}$ : Carga hidráulica superficial punta diaria ( $m^3/m^2*d$ ).

$$S_{dec} = \frac{391,27}{24}$$

$$S_{dec} = 8,15 m^2$$

Seguidamente, teniendo en cuenta que ya se ha definido la relación largo-ancho ( $L/W$ ), se procede a calcular la longitud de la zona de decantación en función a su superficie, teniendo entonces para dicho cálculo la siguiente fórmula:

$$L = \sqrt{\frac{L}{W} * S_{dec}} \quad (39)$$

Donde:

L: Longitud de la zona de decantación (m).

L/W: Relación largo-ancho de la zona de decantación.

$S_{dec}$ : Superficie de la zona de decantación ( $m^2$ ).

$$L = \sqrt{2 * 7,83}$$

$$L = 4,04 m \text{ redondeamos a } 4,10$$

Una vez que tenemos el largo de la zona de decantación, se calcula el ancho en función de lo que hemos definido como la relación largo-ancho, teniendo entonces:

$$W = \frac{L}{\left(\frac{L}{W}\right)} \quad (40)$$

Donde:

W: ancho de la zona de decantación (m).

L: Longitud de la zona de decantación (m).

L/W: Relación largo-ancho de la zona de decantación.

$$W = \frac{4,10}{2}$$

$$W = 2,05, \text{ lo redondearemos a } 2,10 \text{ m}$$

Una vez que tenemos las dimensiones de largo y ancho de la zona de decantación procedemos a calcular la superficie real, puesto que en términos de diseño se han configurado las dimensiones tal que resulten en medidas más factibles en lo que respecta a su construcción, calculamos la superficie real mediante la siguiente ecuación:

$$S_{Rdec} = L * W \quad (41)$$

Donde:

$S_{Rdec}$ : Superficie real de la zona de decantación ( $m^2$ ).

W: ancho de la zona de decantación (m).

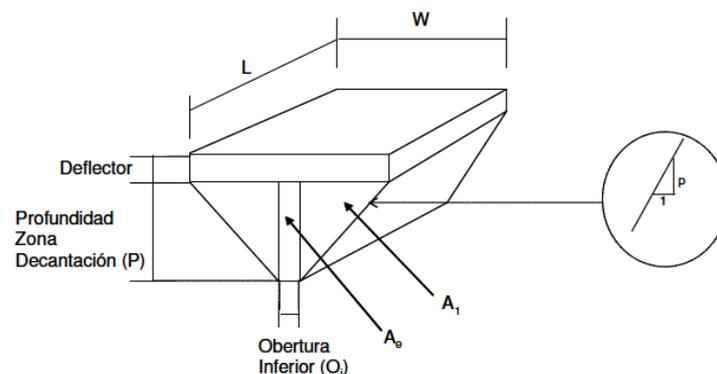
L: Longitud de la zona de decantación (m).

$$S_{Rdec} = 4,04 * 2,10$$

$$S_{Rdec} = 8,61 \text{ m}^2$$

La determinación de la profundidad de la zona de decantación se basa en la geometría de un prisma de longitud igual a la calculada, una altura del deflector establecida, y una base de forma triangular (Serrano & Corzo Hernández, 2008), como se muestra en la figura a continuación:

**Figura 40.** Cantidad de residuos recogidos por las rejillas.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Teniendo en cuenta lo anteriormente mencionado se procede a realizar el cálculo de la profundidad de la zona de decantación (P), utilizando la siguiente ecuación:

$$P = \frac{W - O_i}{2} * p \quad (42)$$

Donde:

P: Profundidad de la zona de decantación (m).

W: Ancho de la zona de decantación (m).

O<sub>i</sub>: Obertura inferior de la zona de decantación (m).

p: Pendiente de la cámara de decantación.

$$P = \frac{2 - 0,25}{2} * 1,50$$

$$P = 1,58 \cong 1,60 \text{ m}$$

Con el valor de la profundidad calculado, se procede a calcular el valor del área de la zona rectangular, así como la superficie de la zona triangular y la total, dada la configuración geométrica de la zona de decantación (véase la figura 38), para lo cual se utiliza la siguiente expresión:

$$A_e = O_i * P \quad (43)$$

Donde:

A<sub>e</sub>: Área de la zona rectangular de la zona de decantación (m<sup>2</sup>).

O<sub>i</sub>: Obertura inferior de la zona de decantación (m).

P: Profundidad de la zona de decantación (m).

$$A_e = 0,30 * 1,60$$

$$A_e = 0,48 \text{ m}^2$$

Ahora se procede a determinar la superficie de la zona triangular en la parte inferior de la zona de decantación, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_1 = \frac{W + O_i}{2} * \frac{P}{2} \quad (44)$$

Donde:

$A_1$ : Área de la zona triangular de la zona de decantación ( $m^2$ ).

$W$ : Ancho de la zona de decantación (m).

$O_i$ : Obertura inferior de la zona de decantación (m).

$P$ : Profundidad de la zona de decantación (m).

$$A_1 = \frac{2,10 * 0,30}{2} * \frac{1,60}{2}$$

$$A_1 = 0,72 \text{ m}^2$$

Seguidamente, al tener todas las áreas de la parte inferior de la zona de decantación, se puede calcular la superficie total inferior, utilizando la siguiente expresión:

$$A_t = (2 * A_1) + A_e \quad (45)$$

Donde:

$A_t$ : Área total de la parte inferior de la zona de decantación ( $m^2$ ).

$A_1$ : Área de la zona triangular de la zona de decantación ( $m^2$ ).

$A_e$ : Área de la zona rectangular de la zona de decantación ( $m^2$ ).

$$A_t = (2 * 0,72) + 0,48$$

$$A_t = 1,92 \text{ m}^2$$

Seguidamente se calcula el volumen de decantación, mismo volumen corresponde al volumen del prisma, y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V_{dec} = (h_{deflector} * S_{Rdec}) + (A_t * L) \quad (46)$$

Donde:

$V_{dec}$ : Volumen de la zona de decantación ( $m^3$ ).

$h_{\text{deflector}}$ : Altura del deflector zona que se encuentra sumergida (m).

$S_{\text{Rdec}}$ : Superficie real de la zona de decantación (m<sup>2</sup>).

$A_t$ : Área total de la parte inferior de la zona de decantación (m<sup>2</sup>).

$L$ : Longitud de la zona de decantación (m).

$$V_{\text{dec}} = (0,3 * 8,61) + (1,92 * 4,04)$$

$$V_{\text{dec}} = 10,46 \text{ m}^3$$

A continuación, se realizan las comprobaciones correspondientes, para asegurar que el dimensionamiento, tomando en cuenta las consideraciones de diseño que figuran en la tabla 28, con lo cual se realizan las comprobaciones correspondientes a continuación:

- **Comprobación 1.**

$$v_{\text{pta,h}} = \frac{Q_{\text{pta,hAR}}}{A_t + 60} < 30 \quad (47)$$

Donde:

$V_{\text{pta,h}}$ : Velocidad horizontal punta horaria (m/min).

$Q_{\text{pta,hAR}}$ : Caudal punta horario del agua residual (m<sup>3</sup>/h).

$A_t$ : Área total de la zona de decantación (m<sup>2</sup>).

$$v_{\text{pta,h}} = \frac{41,45}{1,92 * 60} < 30$$

$$v_{\text{pta,h}} = 0,18 \frac{\text{m}}{\text{min}} < 30 \therefore \text{OK}$$

- **Comprobación 2.**

$$2 < T_H = \frac{V_{\text{dec}} * 24}{Q_{\text{med,diaAR}}} < 4 \quad (48)$$

Donde:

$T_H$ : Tiempo de retención hidráulica medio (horas).

$V_{\text{dec}}$ : Volumen de la zona de decantación (m<sup>3</sup>).

$Q_{\text{med,diaAR}}$ : Caudal medio diario del agua residual (m<sup>3</sup>/d).

$$T_H = \frac{10,46 * 24}{230,16}$$

$$2 < T_H = 2,18 < 4 \therefore OK$$

Dado que los resultados de las comprobaciones según lo que la bibliografía que se ha utilizado para este diseño han sido favorables, se determina entonces que el diseño está dimensionado correctamente en lo que respecta a la zona de decantación del tanque Imhoff.

#### 5.5.2.1.2 Zona de digestión.

La superficie de la zona de digestión se ha de corresponder exactamente con el valor de la superficie total del tanque, siendo entonces que esta superficie se la determina sumando la zona de escape de gases más la zona de decantación, dicha superficie se calcula con la siguiente ecuación:

$$S_t = (1 + \%S_{gas}) * S_{Rdec} \quad (49)$$

Donde:

$S_t$ : Superficie total del tanque Imhoff ( $m^2$ ).

$\%S_{gas}$ : Porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases (%).

$S_{Rdec}$ : Superficie real de la zona de decantación ( $m^2$ ).

$$S_t = \left(1 + \frac{20}{100}\right) * 8,61$$

$$S_t = 10,33 m^2$$

Ahora se procede a calcular el ancho total del tanque Imhoff mediante la siguiente ecuación:

$$W_t = W_{dec} + W_{gas} \quad (50)$$

Donde:

$W_t$ : Ancho total del tanque Imhoff (m).

$W_{dec}$ : Ancho de la zona de decantación (m).

$W_{gas}$ : Ancho de la zona de gases (m).

$$W_t = 2,10 + 0,5$$

$$W_t = 2,60 \text{ m}$$

De igual manera que con el ancho total del tanque se procede a calcular el ancho total del tanque, se calcula también el ancho real del tanque Imhoff, mismo que se calcula de la siguiente manera:

$$L_t = \frac{S_t}{W_t} \quad (51)$$

Donde:

$L_t$ : Longitud total del tanque (m).

$S_t$ : Superficie total del tanque ( $\text{m}^2$ ).

$W_t$ : Ancho total del tanque Imhoff (m).

$$L_t = \frac{10,18}{2,60}$$

$$L_t = 3,92 \cong 4 \text{ m}$$

Teniendo ya estos valores, se vuelve a calcular el área real con los valores redondeados para facilidad operativa al momento de su construcción, teniendo entonces:

$$S_{t,real} = L_t * W_t \quad (52)$$

Donde:

$S_{t,real}$ : Superficie total real del tanque Imhoff ( $\text{m}^2$ ).

$L_t$ : Longitud total del tanque (m).

$W_t$ : Ancho total del tanque Imhoff (m).

$$S_{t,real} = 4 * 2,60$$

$$S_{t,real} = 10,40 \text{ m}^2$$

A continuación, se determina el volumen que será necesario para almacenar los lodos generados utilizando la siguiente expresión:

$$V_{lodos} = \frac{VEU * T_d * N}{1000} \quad (53)$$

Donde:

$V_{\text{lodos}}$ : Volumen ocupado por los lodos ( $\text{m}^3$ ).

VEU: Velocidad de emisión unitaria de lodos ( $\text{L/hab} \cdot \text{año}$ ).

$T_d$ : Tiempo de digestión de los lodos (años).

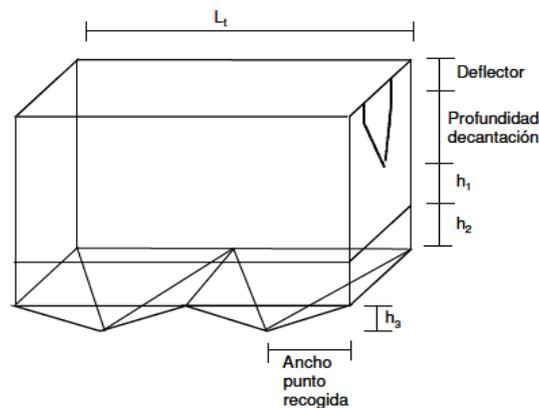
N: Número de habitantes.

$$V_{\text{lodos}} = \frac{150 * 0,5 * \frac{2.398}{2}}{1000}$$

$$V_{\text{lodos}} = 89,91 \text{ m}^3$$

Serrano & Corzo Hernández, (2008) mencionan que; para un número de puntos de extracción mayor o igual a dos, y considerando una inclinación de las paredes de fondo de entre  $30^\circ$ - $40^\circ$ , se calcula la altura de fondo de forma piramidal.

**Figura 41.** Esquema de un tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos.



**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Con lo cual se definen entonces dos puntos de extracción con un ángulo de  $38^\circ$ , siendo entonces que la altura de fondo en la zona piramidal se determina mediante lo siguiente:

$$h_3 = \frac{\left(\frac{L_t}{n}\right)}{2} * \tan(\alpha) \quad (54)$$

Donde:

$h_3$ : Altura del fondo de la zona piramidal (m).

$L_t$ : Longitud total del tanque (m).

$n$ : Número de puntos de extracción totales de recogida de lodos.

$\alpha$ : Ángulo de inclinación de las paredes del fondo ( $^\circ$ )

$$h_3 = \frac{\left(\frac{4}{2}\right)}{2} * \tan(38^\circ)$$

$$h_3 = 0,31 \text{ m.}$$

Se procede entonces al cálculo de la altura de acumulación de lodos, excluyendo la zona piramidal de fondo, para ello se utiliza la siguiente ecuación:

$$h_2 = \frac{V_{\text{lodos}} - \left(\frac{1}{3} * L_t * W_t * h_3\right)}{L_t * W_t} \quad (55)$$

Donde:

$h_2$ : Altura ocupada por los lodos (sin tomar en cuenta el fondo piramidal) (m).

$V_{\text{lodos}}$ : Volumen ocupado por los lodos ( $\text{m}^3$ ).

$L_t$ : Longitud total del tanque (m).

$W_t$ : Ancho total del tanque Imhoff (m).

$h_3$ : Altura del fondo de la zona piramidal (m).

$$h_2 = \frac{89,91 - \left(\frac{1}{3} * 4 * 2,60 * 0,31\right)}{4 * 2,60}$$

$$h_2 = 8,54 \text{ m}$$

Ahora que se tienen las alturas necesarias para el dimensionamiento del tanque Imhoff se puede calcular entonces la altura total del tanque, tomando en cuenta los valores de diseño adoptados para este dimensionamiento, mismos que se encuentran en la tabla 28, con lo cual la altura total del tanque se calcularía de la siguiente forma:

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad (56)$$

Donde:

$h_t$ : Profundidad total del tanque (m).

$h_{resguardo}$ : Altura de resguardo (m).

$P$ : Profundidad de la zona de decantación (m).

$h_1$ : Distancia entre la obertura inferior y la superficie del lodo acumulado (m).

$h_2$ : Altura ocupada por los lodos (sin tomar en cuenta el fondo piramidal) (m).

$h_3$ : Altura del fondo de la zona piramidal (m).

$$h_t = 0,6 + 0,3 + 1,60 + 0,5 + 8,54 + 0,31$$

$$h_t = 11,85 \text{ m}$$

Se tiene una altura de 11,85 m, sin embargo, según lo que mencionan Hernandez & Monerri, (2023) la altura total del Tanque Imhoff eficiente en términos de diseño y construcción estaría entre los 5 a 7 metros, con lo cual se define una nueva superficie de partida de decantación, tal que:

$$S_{dec} = 13 \text{ m}^2$$

A partir de que hemos definido esta nueva superficie, procedemos a realizar los cálculos anteriormente descritos, para que el proceso no se vuelva repetitivo, se describen los resultados obtenidos en la tabla siguiente:

**Tabla 29. Valores redimensionados del Tanque Imhoff**

VALORES REDIMENSIONADOS	NOTACIÓN	VALOR	UNIDADES
<b>ZONA DE DECANCIÓN</b>			
Longitud	L	5,10	m
Ancho	W	2,60	m
Profundidad de la zona de decantación	P	2,00	m
Area de zona rectangular	Ae	0,60	m <sup>2</sup>
Area de zona triangular	A <sub>1</sub>	1,15	m <sup>2</sup>
Area total	A <sub>t</sub>	2,90	m <sup>2</sup>
Volúmen de la zona de decantación	V <sub>dec</sub>	18,99	m <sup>3</sup>
Velocidad horizontal punta horaria ≤ 3	V <sub>punta.h</sub>	0,12	m/min
2 ≤ Tiempo de retención medio ≤ 4	T <sub>H</sub>	3,96	h
<b>ZONA DE DIGESTIÓN</b>			
Superficie total del tanque Imhoff	S <sub>t</sub>	16,80	m <sup>2</sup>
Ancho	W <sub>t</sub>	3,10	m
Longitud total del tanque	L <sub>t</sub>	7,00	m
Superficie total real del tanque Imhoff	S <sub>t</sub>	21,70	m <sup>2</sup>
Volumen de lodos en la zona de digestión	V <sub>lodos</sub>	89,91	m <sup>3</sup>
Altura del fondo de la zona piramidal	h <sub>3</sub>	0,50	m
Altura de acumulación de lodos sin considerar zona piramidal	h <sub>2</sub>	3,90	m
Profundidad de la zona de digestión	h <sub>t</sub>	7,00	m

**Fuente:** Elaboración Propia

A continuación, se calculará el ancho que ocupará el punto de recogida mediante la siguiente expresión:

$$W_{pto,recogida} = \frac{L_t}{4} \quad (57)$$

Donde:

$W_{pto,recogida}$ : Ancho del punto de recogida de la zona de digestión en la parte piramidal de fondo (m).

$L_t$ : Longitud total del tanque (m).

$$W_{pto,recogida} = \frac{7}{4}$$

$$W_{pto,recogida} = 1,75 \text{ m}$$

Por último, se calcula el volumen total del tanque, considerando todos los volúmenes anteriormente calculados, así como el volumen de resguardo, que corresponde al valor de la superficie total real del tanque multiplicado por el valor de la altura de resguardo asumida, teniendo entonces:

$$V_T = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + (h_1 * L_t * W_t) \quad (58)$$

Donde:

$V_T$ : Volumen total del tanque ( $m^3$ ).

$V_{\text{resguardo}}$ : Volumen de resguardo del tanque ( $m^3$ ).

$V_{\text{dec}}$ : Volumen de la zona de decantación ( $m^3$ ).

$V_{\text{lodos}}$ : Volumen ocupado por 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 Imhoff (m).

$$V_T = 8,40 + 18990 + 89,91 + (0,5 * 7 * 3,10)$$

$$V_T = 128,15 m^3$$

### 5.5.2.2 Gestión de los lodos.

Los lodos que se producen en la etapa de la digestión dentro del tanque deben ser gestionados una vez que haya sido extraídos, por lo cual se propone en el presente trabajo un sistema que consta de era de secado para la gestión de estos lodos, reduciendo así la humedad de los lodos para que sea más manipulable y facilite de esa forma su disposición final, siendo aprovechados como compostaje para el sector agrícola aledaño a la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América.

#### 5.5.2.2.1 Eras de secado.

En primera instancia, para el diseño de las eras de secado, se debe considerar las condiciones climáticas del lugar donde se va a aplicar. La cabecera parroquial posee una temperatura promedio de  $24^{\circ}\text{C}$ , con lluvias considerables pero con un suelo bastante permeable, con lo cual se puede inferir que, en cuanto al tiempo de secado de los lodos extraídos, podríamos considerar un periodo óptimo de 3 meses, aunque dado que los episodios de lluvia dejan alrededor de unos 2500 mm/año, es importante contemplar la implementación de una cubierta translúcida con la finalidad de afectar lo menos posible en el proceso de secado del lodo en la era. También es de suma importancia tomar en cuenta que el volumen calculado de lodos en

el apartado anterior se refiere a una producción de lodos en 6 meses con lo cual el volumen de lodos que serán llevados a las eras de secado serían la mitad de los calculados anteriormente, no obstante al ser dos tanques Imhoff, el volumen extraído cada tres meses en dos tanques sería el mismo que el producido por un tanque en 6 meses, sin embargo es importante tener en cuenta este factor para evitar confusiones de operación en el manejo de los lodos.

Una vez tenido en cuenta las consideraciones anteriormente mencionadas se puede empezar a calcular las dimensiones de las 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 40 cm, extrayéndose manual o mecánicamente (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)., por ende, se ha adoptado un valor de profundidad igual a 40cm.

Siendo entonces que para el cálculo de la superficie de la era de secado se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_{era,sec} = \frac{V_{lodos}}{h} \quad (59)$$

Donde:

$S_{era,sec}$ : Superficie de la era de secado ( $m^2$ ).

$V_{lodos}$ : Volumen ocupado por los lodos ( $m^3$ ).

$h$ : Profundidad de la era de secado donde se depositan los lodos (m)

$$S_{era,sec} = \frac{89,91}{0,4}$$

$$S_{era,sec} = 224,78 m^2$$

Si con lo anteriormente calculado, se define una relación de longitud-ancho igual a 2, se puede aplicar la siguiente fórmula para poder definir tanto su longitud como su ancho:

$$S_{era,sec} = L_{era,sec} * W_{era,sec} \quad (60)$$

Teniendo esta ecuación se despeja la longitud que es el doble del ancho de la era de secado, teniendo en cuenta que las unidades de la superficie están al cuadrado, resultando entonces el despeje en:

$$L_{era,sec} = \sqrt{2 * S_{era,sec}}$$

Donde:

$S_{era,sec}$ : Superficie de la era de secado ( $m^2$ ).

$L_{era,sec}$ : Largo de la era de secado (m).

$W_{era,sec}$ : Ancho de la era de secado (m).

$$L_{era,sec} = \sqrt{2 * 224,78}$$

$$L_{era,sec} = 21,20 \cong 22 \text{ m}$$

Bajo las mismas consideraciones anteriormente mencionadas en cuanto a la relación largo-ancho se procede al cálculo del ancho de la era de secado.

$$W_{era,sec} = \frac{L_{era,sec}}{2} \quad (61)$$

Donde:

$W_{era,sec}$ : Ancho de la era de secado (m).

$L_{era,sec}$ : Largo de la era de secado (m).

$$W_{era,sec} = \frac{22}{2}$$

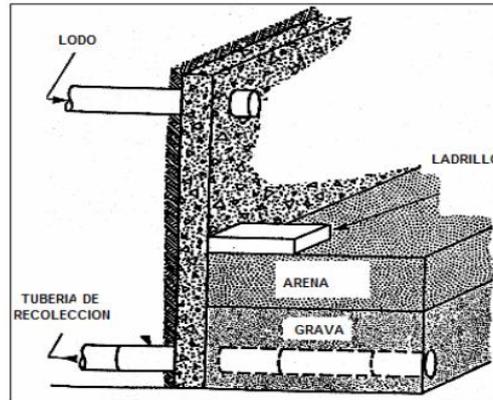
$$W_{era,sec} = 11 \text{ m}$$

Por último, según lo que establece la Organización Panamericana de la Salud (OPS) (2005), el medio de drenaje de las eras de secado se compone de 0,30 m de espesor y está compuesto de los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm. Formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm. Llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm., y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5.

- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51 mm (1/6" y 2") de 0,20 m de espesor.

**Figura 42.** Esquema de un tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos.



Fuente: (OPS, 2005)

### 5.5.3 Diseño del tratamiento secundario.

Para el dimensionamiento del tratamiento secundario, es importante tomar en cuenta que los valores de las concentraciones de los diferentes tipos de contaminantes, serán diferentes según sea el caso, por ejemplo para sistemas como lo son los humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal y vertical convencionales, se debe tomar la caracterización del agua influente después de haber pasado por el tanque Imhoff, no así el sistema de depuración basado en humedales de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”, que recibe el influente con las características con las que entra a la depuradora. Bajo estas consideraciones, la siguiente tabla resumen explica las concentraciones de entrada antes y luego de su paso por el Tanque Imhoff:

**Tabla 30.** Concentraciones de los distintos contaminantes al ingreso de la EDAR, coeficientes de remoción de los tanques Imhoff, y concentraciones de los distintos contaminantes al ingreso del humedal.

CONTAMINANTE	CONCENTRACION DE ENTRADA (mg/l)	REDUCCIÓN EN EL TANQUE IMHOFF (%)	VALOR ELEGIDO DE REDUCCIÓN EN EL TANQUE IMHOFF (%)	Concentración al ingreso del Humedal (mg/l)
Demanda química de oxígeno (DQO)	439	30-40	30	307,3
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO <sub>5</sub> )	260	30-40	30	182
Sólidos suspendidos (SS)	312,5	60-70	60	125
Nitrógeno total (N <sub>T</sub> )	78,13	10-20	10	70,31
Fósforo total (P <sub>T</sub> )	17,71	0-5	5	16,82

Fuente: Elaboración propia.

Es importante mencionar que estos valores de remoción se han tomado de (Martín et al., 2006), siendo que a partir de estos datos podremos proponer los siguientes sistemas de depuración como tratamiento secundario:

- Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.
- Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical.
- Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés”.

### 5.5.3.1 Alternativa 1: Humedal de artificial de flujo subsuperficial horizontal (HAFSsH).

Considerando las concentraciones de entrada al humedal que se han resumido en la tabla 30, lo primero que se debe dimensionar es el componente biológico de este tipo de sistemas.

#### 5.5.3.1.1 Dimensionamiento biológico.

Como primer paso de cara al dimensionamiento biológico del humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, se debe tomar en cuenta la superficie necesaria para que se optimice la eliminación de la DBO<sub>5</sub>, puesto que según lo que sostienen Serrano & Corzo Hernández, (2008); “si el sistema se dimensiona para eliminar DBO, a la vez también se va a reducir la materia en suspensión de forma suficiente, ya que estos sistemas son más eficaces para eliminar la materia en suspensión que la DBO”. Siendo entonces necesario determinar el coeficiente de reacción superficial “ $k_A$ ”, esto en base a la siguiente tabla:

**Tabla 31.** Coeficientes de reacción superficial (percentil50) para humedales HF y FWS

Contaminante	FH	FS
	Tasa cinética $k_A$ (m/yr)	Tasa cinética $k_A$ (m/yr)
DBO <sub>5</sub>	25	33
NT	8.4	12.6
N-NH <sub>4</sub>	11.4	14.7
N-NO <sub>x</sub>	41.8	26.5
Coliforme termotolerante	103	83

**Fuente:**(Kadlec & Wallace, 2009)

De esta tabla se toma el valor de  $k_A=25$  m/año.

De igual forma se determinan los valores para las concentraciones de fondo ( $C^*$ ), en base a lo que refleja la tabla siguiente:

**Tabla 32.** Concentraciones de fondo en mg/l para los humedales HF, VF y FWS.

Parámetro	FH	FV	FS	
			Ligeramente cargado	Muy cargado
DBO <sub>5</sub>	10	2	2	10
NT	1	0	1.5	
N-NH <sub>4</sub>	0	0	0.1	0.1

**Fuente:** (Kadlec & Wallace, 2009).

De esta tabla se adopta un valor de ( $C^*$ ) =10 mg/l.

Seguidamente se selecciona el valor del número aparente de celdas en serie “P”, esto en base a lo que se muestra a continuación:

**Tabla 33.** Valores de “P” para los humedales de HF, VF y FWS.

Parámetro	FH	FV	FS
DBO <sub>5</sub>	3	2	1
NT	6	n.d. <sup>a</sup>	3
N-NH <sub>4</sub>	6	6	3

<sup>a</sup>n.d. = no dado

**Fuente:** (Kadlec & Wallace, 2009).

Se selecciona un valor de  $P=3$ .

Se procede entonces a realizar el cálculo de la superficie necesaria, es importante destacar que se trabaja con una reducción del nivel máximo de vertido del 20% para estar del lado de la seguridad, con lo cual se tiene lo siguiente:

$$S = \frac{P * Q_i}{k_A} * \left[ \left( \frac{C_i - C^*}{C_o - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right] \quad (62)$$

Donde:

S: Superficie (m<sup>2</sup>).

P: Número aparente de celdas o tanques en serie.

Q<sub>i</sub>: Caudal medio anual del agua residual (m<sup>3</sup>/año).

k<sub>A</sub>: Coeficiente de reacción superficial (m/año).

$C_i$ : Concentración al ingreso del humedal (mg/l).

$C^*$ : Concentración de fondo (mg/l).

$C_o$ : Concentración de salida del humedal (mg/l).

$$S = \frac{3 * 84.008,4}{25} * \left[ \left( \frac{182 - 10}{80 - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right]$$

$$S = 3.522,39 \text{ m}^2$$

Ahora se procede a comprobar que la carga orgánica superficial sea menor o igual a 6 gDBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>\*d, utilizando la siguiente expresión:

$$C_{org,s} = \frac{Q_i + C_i}{S} \quad (63)$$

Donde:

$C_{org,s}$ : Carga orgánica superficial (gDBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>\*d).

$Q_i$ : Caudal medio de agua residual (m<sup>3</sup>/d).

$C_i$ : Concentración de ingreso hacia el humedal (mg/l).

$S$ : Superficie del humedal (m<sup>2</sup>).

$$C_{org,s} = \frac{230,16 * 182}{3.522,39}$$

$$C_{org,s} = 11,89 \leq 6 \frac{gDBO_5}{m^2 * d} \therefore \text{NO CUMPLE}$$

Al no cumplir con el criterio de diseño establecido, se realiza un redimensionamiento de la superficie para que se cumpla dicho criterio, siendo entonces que:

$$S_{red} = \frac{Q_i + C_i}{C_{org,red,,s}} \quad (64)$$

Donde:

$S_{red}$ : Superficie del humedal redimensionada (m<sup>2</sup>)

$Q_i$ : Caudal medio de agua residual (m<sup>3</sup>/d).

$C_i$ : Concentración de ingreso hacia el humedal (mg/l).

$C_{org,red,s}$ : Carga orgánica superficial producto del redimensionamiento. ( $\text{gDBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ).

$$S_{red} = \frac{230,16 * 182}{6}$$

$$S_{red} = 6.981,52 \text{ m}^2$$

Con esto se puede entonces inferir que la carga orgánica superficial ha de cumplir con los criterios de diseño, teniendo un valor de  $C_{org,red,s} = 6 \text{ gDBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ . también inferimos que la superficie redimensionada, será tomada como válida a partir de este punto para los cálculos subsecuentes.

Seguidamente, se procede a realizar el cálculo de la carga hidráulica considerando que los valores recomendables de la carga hidráulica tienen que estar entre 20 y 40  $\text{l}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$  (Hernandez & Moneris, 2023). Con lo cual la carga hidráulica se calcula de la siguiente manera:

$$C_h = \frac{Q_i * 1000}{S} \quad (65)$$

Donde:

$C_h$ : Carga hidráulica ( $\text{l}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

$S$ : Superficie del humedal ( $\text{m}^2$ ).

$$C_h = \frac{230,16 * 1000}{6.981,52}$$

$$20 \leq C_h = 32,97 \frac{\text{l}}{\text{m}^2 * \text{d}} \leq 40 \therefore OK$$

### 5.5.3.1.2 Dimensionamiento hidráulico.

Para el dimensionamiento hidráulico del humedal se utilizará la Ley de Darcy como herramienta para el cálculo de este, mismo que servirá para determinar las dimensiones del sistema, tanto su largo como su ancho, para lo cual se ha de utilizar la siguiente ecuación:

$$Q_{max,diaAR} = K_s * A_s * S \quad (66)$$

Donde:

$Q_{\max, \text{diaAR}}$ : Caudal máximo diario ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

$K_s$ : Conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular al flujo del agua residual ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ).

$A_s$ : área perpendicular del humedal en relación con la dirección del flujo ( $\text{m}^2$ ).

$s$ : Gradiente hidráulico o pendiente ( $\text{m}/\text{m}$ ).

Como caudal se recomienda tomar el máximo diario para asegurarse de que el sistema absorberá bien las puntas de caudal. No se deben utilizar caudales puntas horarios ya que originan sistemas excesivamente anchos y poco largos (Serrano & Corzo Hernández, 2008).

En lo que respecta a los valores de conductividad hidráulica, porosidad y tamaño efectivo, se tomarán de la tabla siguiente:

**Tabla 34.** Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica ( $k_s$ ) en función del tipo de material granular utilizado como sustrato en un humedal construido de flujo subsuperficial

Tipo de sustrato	Tamaño efectivo $D_{10}$ (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica $K_s$ ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ )
Arenas graduadas	2	28-32	100-1000
Arenas gravosas	8	30-35	500-5000
Gravas finas	16	35-38	1000-10 000
Gravas medianas	32	36-40	10 000-50 000
Rocas pequeñas	128	38-45	50 000-250 000

**Fuente:** (Serrano & Corzo Hernández, 2008)

De igual forma Serrano & Corzo Hernández, (2008), mencionan que la conductividad hidráulica varía en función de la cantidad y el tamaño de los medios granulares (como se evidencia en la tabla anterior), así pues también es importante tomar en cuenta que la conductividad hidráulica además de varía según el tipo y tamaño de los medios granulares, varía también en función del paso de tiempo y su probable colmatación, esto por la formación de biofilm y retención de sólidos, es por esto que se recomienda un factor de seguridad para la conductividad hidráulica ( $k_s$ ) de 7 como mínimo.

Así mismo se recomienda utilizar los valores de la pendiente ( $s$ ) varíen entre los rangos de 0,01-0,02  $\text{m}/\text{m}$ . es conveniente que la pendiente no sobrepase los 0,02  $\text{m}/\text{m}$  para evitar costos excesivos de excavación. En base a lo anteriormente mencionado se ha seleccionado un valor de la pendiente  $s = 0,02 \text{ m}/\text{m}$ , mientras que para el valor de la conductividad se ha adoptado

un valor de  $k_s = 1600 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ , para un sustrato de diámetro efectivo igual a  $D_{10} = 8 \text{ mm}$  tipificado como “Arenas gravosas”.

Una vez establecidas las condiciones iniciales de cara al dimensionamiento hidráulico del humedal, y aplicando la Ley de Darcy, tenemos lo siguiente:

$$A_s = \frac{Q_{\max, \text{diaAR}}}{\frac{K_s}{f_s} * s} \quad (67)$$

Donde:

$A_s$ : área perpendicular del humedal en relación con la dirección del flujo ( $\text{m}^2$ ).

$Q_{\max, \text{diaAR}}$ : Caudal máximo diario ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

$K_s$ : Conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular al flujo del agua residual ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ).

$f_s$ : Factor de seguridad.

$s$ : Gradiente hidráulico o pendiente (m/m).

$$A_s = \frac{782,54}{\frac{1.600}{7} * 0,02}$$

$$A_s = 171,18 \text{ m}^2$$

Seguidamente se procede al cálculo de las dimensiones de ancho y largo del humedal, tomando en cuenta que (Rivera & Arévalo, 2015) sostienen que la profundidad de los humedales de flujo subsuperficial horizontal oscila entre 0,3 a 0,5 m. Con esto se procede al cálculo del ancho del humedal mediante la siguiente ecuación:

$$W = \frac{A_s}{h} \quad (68)$$

Donde:

$W$ : Ancho del humedal (m).

$A_s$ : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo ( $\text{m}^2$ ).

h: Profundidad del sustrato (m).

$$W = \frac{171,18}{0,5}$$

$$W = 342,36 \text{ m.}$$

Teniendo ya dimensionado el ancho de humedal, se procede a realizar el cálculo de la longitud de este, basándose en la siguiente expresión:

$$L = \frac{S}{W} \quad (69)$$

Donde:

L: Longitud del humedal (m).

S: Superficie del humedal (m<sup>2</sup>).

W: Ancho del humedal (m).

$$L = \frac{6.981,52}{342,36}$$

$$L = 20,39 \text{ m}$$

Seguidamente, se procede a calcular la relación largo-ancho del humedal que debe cumplir las condiciones de ser como mínimo 1:1, de no ser así se debe seccionar el humedal, de forma que la relación se cumpla, procedemos a calcular la relación de largo-ancho, tendiendo entonces:

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{L}{W} \quad (70)$$

Donde:

Relación (L/W): Relación largo-ancho del humedal.

L: largo del humedal (m).

W: Ancho del humedal (m).

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{20,39}{342,36}$$

$$\text{Relación } \left(\frac{L}{W}\right) = 0,06 \geq 1 \therefore \text{NO CUMPLE}$$

Teniendo entonces, que no se cumple la relación largo-ancho que como mínimo tienen que tener una relación 1:1, con lo cual, para solventar este fallo a la condición adoptada, se procede a dividir el humedal en celdas en paralelo, para con esto poder cumplir la condición anteriormente mencionada. Para esto se calcular en primera instancia el número de celdas necesarias:

$$\text{Nro. de celdas} = \frac{W}{L} \quad (71)$$

Donde:

Nro. De celdas: Número de celdas en las que se dividirá el humedal (unidad).

W: Ancho del humedal (m).

L: Largo del humedal (m)

$$\text{Nro. de celdas} = \frac{342,36}{20,39}$$

$$\text{Nro. de celdas} = 17$$

Una vez que se tiene el número de celdas, se procede a calcular el ancho de cada celda mediante la siguiente ecuación:

$$W_{\text{celdas}} = \frac{W}{N_{\text{ro. de celdas}}} \quad (72)$$

Donde:

$W_{\text{celdas}}$ : Ancho de cada celda (m).

W: Ancho del humedal (m).

Nro de celdas: Número de celdas del humedal (unidad).

$$W_{\text{celdas}} = \frac{342,36}{17}$$

$$W_{\text{celdas}} = 20,20 \text{ m}$$

Ya con estas dimensiones del ancho de cada celda, procedemos a comprobar nuevamente la relación largo-ancho, teniendo que:

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{L}{W} \quad (73)$$

Donde:

Relación (L/W): Relación largo-ancho del humedal.

L: largo del humedal (m).

W: Ancho del humedal (m).

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{20,39}{20,20}$$

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = 1,01 \therefore OK$$

Con estos valores obtenidos, se procede a calcular el área total real ocupada por el humedal:

$$S_{total.real} = Nro. de celdas * W_{celdas} * L \quad (74)$$

Donde:

$S_{total.real}$ : Superficie real total del humedal (m<sup>2</sup>).

Nro de celdas: Número de celdas del humedal (unidad).

$W_{celdas}$ : Ancho de cada celda (m).

L: Largo del humedal (m).

$$S_{total.real} = 17 * 20,20 * 20,39$$

$$S_{total.real} = 7.002,67 \text{ m}^2$$

Seguidamente, se vuelve a comprobar el cumplimiento de los criterios de carga orgánica superficial y carga hidráulica:

$$C_{org,s} = \frac{Q_i + C_i}{S_{total.real}} \quad (75)$$

Donde:

$C_{org,s}$ : Carga orgánica superficial ( $gDBO_5/m^2*d$ ).

$Q_i$ : Caudal medio de agua residual ( $m^3/d$ ).

$C_i$ : Concentración de ingreso hacia el humedal ( $mg/l$ ).

$S_{total,real}$ : Superficie total real del humedal ( $m^2$ ).

$$C_{org,s} = \frac{230,16 * 182}{7.002,67}$$

$$C_{org,s} = 5,98 \leq 6 \frac{gDBO_5}{m^2 * d} \therefore OK$$

Para la carga hidráulica aplicamos la siguiente fórmula:

$$C_h = \frac{Q_i * 1000}{S} \quad (76)$$

Donde:

$C_h$ : Carga hidráulica ( $l/m^2*d$ ).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual ( $m^3/d$ ).

$S_{total,real}$ : Superficie total real del humedal ( $m^2$ ).

$$C_h = \frac{230,16 * 1000}{7.002,67}$$

$$20 \leq C_h = 32,87 \frac{l}{m^2 * d} \leq 40 \therefore OK$$

Finalmente, para dar por válido el diseño, se procede a calcular el área transversal total del humedal en base a la nueva superficie calculada, para luego culminar con el cálculo de la carga orgánica transversal del humedal para el cálculo del área transversal nueva se aplica la siguiente expresión:

$$A_t = Nro. de celdas * W_{celdas} * h \quad (77)$$

Donde:

$A_t$ : Área transversal total del humedal ( $m^2$ ).

Nro. De celdas: Número de celdas del humedal (unidad).

$W_{\text{celdas}}$ : Ancho de las celdas del humedal (m).

h: Profundidad del sustrato (m).

$$A_t = 17 * 20,20 * 0,5$$

$$A_t = 171,70 \text{ m}^2$$

Seguidamente se procede a realizar el cálculo de la carga orgánica transversal, mediante la siguiente expresión:

$$C_{org,t} = \frac{Q_i + C_i}{A_t} \quad (78)$$

Donde:

$C_{org,t}$ : Carga orgánica sobre la sección transversal (gDBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>\*d).

$Q_i$ : Caudal medio de agua residual (m<sup>3</sup>/d).

$C_i$ : Concentración de ingreso hacia el humedal (mg/l).

$A_t$ : Área transversal total del humedal (m<sup>2</sup>).

$$C_{org,t} = \frac{230,16 * 182}{171,70}$$

$$C_{org,t} = 243,97 \frac{\text{gDBO}_5}{\text{m}^2 * \text{d}} \leq 250 \therefore OK$$

Seguidamente, se procede a realizar el cálculo del tiempo de retención hidráulica mediante la siguiente expresión:

$$TRH = \frac{n * S_{total.real} * h}{Q_{med,diaAR}} \quad (79)$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulico (d).

n: porosidad del material filtrante (fracción decimal).

$S_{\text{total,real}}$ : Superficie total real del humedal ( $\text{m}^2$ ).

$h$ : Profundidad del sustrato (m).

$Q_{\text{med,diaAR}}$ : Caudal medio diario del agua residual ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

$$TRH = \frac{\frac{30}{100} * 7.002,67 * 0,5}{230,16}$$

$$TRH = 4,56 \text{ dias.}$$

Seguidamente, se procede al cálculo del volumen total del humedal:

$$V_{\text{humedal}} = S * h \quad (80)$$

Donde:

$V_{\text{humedal}}$ : Volumen total del humedal ( $\text{m}^3$ ).

$S_{\text{total,real}}$ : Superficie total real del humedal ( $\text{m}^2$ ).

$h$ : Profundidad del sustrato (m).

$$V_{\text{humedal}} = 7.002,67 * 0,5$$

$$V_{\text{humedal}} = 3.501,33 \text{ m}^3$$

Teniendo el volumen total del humedal, se procede a calcular la fracción de ese volumen que ocupa el agua dentro del propio humedal:

$$V_{\text{agua,humedal}} = V_{\text{humedal}} * n \quad (81)$$

Donde:

$V_{\text{agua,humedal}}$ : Volumen ocupado por el agua en el humedal ( $\text{m}^3$ ).

$V_{\text{humedal}}$ : Volumen total del humedal ( $\text{m}^3$ ).

$n$ : porosidad del material filtrante (fracción decimal).

$$V_{\text{agua,humedal}} = 3.501,33 * \frac{30}{100}$$

$$V_{\text{agua,humedal}} = 1.050,40 \text{ m}^3$$

Por último, se procede al cálculo de la concentración real de la DBO<sub>5</sub> real de salida, puesto que el dimensionamiento del humedal se lo realizó para la DBO<sub>5</sub> tomando como punto de partida la normativa ecuatoriana que especifica que el límite de vertido a cuerpo de agua dulce es de 100mg/l considerando una reducción del 20% a este límite para estar del lado de la seguridad. Sabiendo esto entonces se emplea la siguiente ecuación para calcular el valor real de la concentración de DBO<sub>5</sub> a la salida del humedal:

$$S_{total.real} = \frac{P * Q_i}{k_A} * \left[ \left( \frac{C_i - C^*}{C_o - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right] \quad (82)$$

Donde:

$S_{total.real}$ : Superficie total real del humedal (m<sup>2</sup>).

P: Número aparente de celdas o tanques en serie.

$Q_i$ : Caudal medio anual del agua residual (m<sup>3</sup>/año).

$k_A$ : Coeficiente de reacción superficial (mg/l).

$C_i$ : Concentración al ingreso del humedal (mg/l).

$C^*$ : Concentración de fondo (mg/l).

$C_o$ : Concentración de salida del humedal real (mg/l).

$$6.988,65 = \frac{17 * 84.008,4}{25} * \left[ \left( \frac{182 - 10}{C_o - 10} \right)^{\frac{1}{17}} - 1 \right]$$

$$C_o = 34,08 \text{ mg/l}$$

Con este último se puede calcular el porcentaje de remoción de DBO<sub>5</sub> en el humedal horizontal de flujo subsuperficial, mismo que resultará en un 81,27 %, es importante tener en consideración que el presente diseño se ha hecho en lo que respecta a las concentraciones de la DBO<sub>5</sub>, que se han obtenido a partir de una analítica que se ha hecho en una de las fosas sépticas de la cabecera parroquial de Luz de América, siendo entonces que este tipo de cálculo de la concentración real del contaminante (DBO<sub>5</sub>) estará basada en condiciones específicas para el mismo, es decir, que si se quisiera ocupar la fórmula con la que se ha

determinado la concentración final del contaminante en cuestión para algún otro contaminante, se debería diseñar el humedal bajo las condiciones de ese contaminante en específico.

Para la estimación de los porcentajes de remoción y concentraciones finales a la salida del humedal de flujo subsuperficial horizontal, se tomarán los datos de la siguiente tabla:

**Tabla 35.** Rendimientos de humedales de flujo subsuperficiales horizontales y verticales.

Parámetro	% Reducción	Efluente (mg/l)	% Reducción	Efluente (mg/l)
	Verticales		Horizontales	
Sólidos en suspensión	90-95	13-25	90-95	13-25
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	90-95	15-25	85-90	15-30
DQO (mg/l)	80-90	60-120	80-90	60-120
N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg N/l)	60-70	9-12	20-25	22-24
N <sub>total</sub> (mg N/l)	60-70	15-20	20-30	35-40
P <sub>total</sub> (mg P/l)	20-30	7-8	20-30	7-8
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	1-2 u log	10 <sup>5</sup> -10 <sup>6</sup>	1-2 u log	10 <sup>5</sup> -10 <sup>6</sup>

**Fuente:** (Ortega de Miguel, 2010)

Si consideramos los coeficientes de remoción de contaminantes para el resto de los contaminantes, se tiene lo siguiente:

**Tabla 36.** Tabla resumen de los porcentajes de remoción de contaminantes con sus concentraciones de salida para HAFSSh y comparativa de legislación ecuatoriana y española.

Contaminante	CONCENTRACIÓN DE ENTRADA (mg/l)	EFICIENCIA DE REMOCIÓN PARA HAFSSh (%)	CONCENTRACIÓN A LA SALIDA (mg/l)	LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA VERTIDOS A CUERPOS DE AGUA SEGÚN LA NORMATIVA ECUATORIANA (mg/l)	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE VERTIDOS A CUERPOS DE AGUA DULCE SEGÚN NORMATIVA ESPAÑOLA (mg/l)
<b>DQO</b>	307.3	85	46,1	250	125
<b>DBO5</b>	182	81,27	34,08	100	25
<b>SS</b>	125	90	12,5	100	60 (2.000 a 10.000 h-e) 35 (más de 10.000 h-e)
<b>NT</b>	70,31	30	49,22	15	15 (10.000 a 100.000 h-e) 10 (más de 100.000 h-e)
<b>PT</b>	16.82	30	11,77	10	2 (10.000 a 100.000 h-e) 1 (más de 100.000 h-e)

**Fuente:** Elaboración propia.

Como se observa en la tabla 36, la concentración de los contaminantes a la salida de este cumple satisfactoriamente los requerimientos de la normativa ecuatoriana para los contaminantes DBO<sub>5</sub>, DQO, SS, mientras que en lo que respecta al resto de contaminantes no llega a cumplir los requerimientos de los límites máximos permisibles de vertido en cuerpos de agua dulce. Por el lado de la normativa española los único que cumplen los requerimientos de los límites de vertido han sido la DQO y los SS, a pesar de que el dimensionamiento del humedal ha sido correcto en términos de diseño, no logra depurar a niveles más óptimos el agua en lo que respecta a la DBO<sub>5</sub>, esto podría solucionarse aumentando las celdas del humedal, de esta forma se depura más eficientemente este tipo de contaminante. Cabe destacar que tanto el fósforo total, como el nitrógeno total no cumplen los requerimientos de vertido en ninguna de las legislaciones propuestas.

### 5.5.3.2 Alternativa 2: Humedal de artificial de flujo subsuperficial vertical (HAFSsV).

En lo que respecta al diseño de este tipo de humedales, se centra en la remoción de la DQO, siendo que se tomarán como punto de partida los valores de las concentraciones de los contaminantes al ingreso del humedal. Es importante también tomar en cuenta que este tipo de humedales guardan similitud con un reactor aerobio, ya que una de sus principales características es que será alimentado con flujo intermitente, es decir; con fases de llenado, reacción y vaciado. Las condiciones que respecta a los tiempos de alternancia entre etapas, así como la granulometría y demás especificaciones de diseño se resumen en la siguiente tabla:

**Tabla 37.** Parámetros de diseño para los HAFSsV

CAPA PRINCIPAL	UNIDAD	Arena	Arena Gruesa
		0.06 – 4 mm	2 – 3 mm
Carga orgánica superficial máxima (TC <sub>0</sub> )	gDQO/m <sup>2</sup> *d	20	80
Intervalo de carga (I <sub>c</sub> )	Horas	6	2
<b>DISTRIBUCIÓN DE LAS TUBERÍAS</b>			
Mínimo una apertura por cada:	m <sup>2</sup>	2	1

**Fuente:** (Dotro et al., 2017).

Se plantea entonces una primera opción tomando como criterio de diseño una tasa de carga máxima orgánica para una granulometría de 0,06-4mm. Teniendo ya definida la granulometría para el inicio del diseño se calcula la carga orgánica mediante la siguiente expresión:

$$C_o = Q_i * C_{pt} \quad (83)$$

Donde:

$C_o$ : Carga orgánica (gDQO/d).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual ( $m^3/d$ ).

$C_{pt}$ : Concentración de DQO al ingreso del humedal (mg/l)

$$C_o = 230,16 * 307,3$$

$$C_o = 70.728,17 \frac{gDQO}{d}$$

Seguidamente se calcula la superficie requerida para el humedal mediante la siguiente ecuación:

$$S_r = \frac{C_o}{TC_o} \quad (84)$$

Donde:

$S_r$ : Superficie requerida ( $m^2$ ).

$C_o$ : Carga orgánica (gDQO/d).

$TC_o$ : Tasa de carga orgánica máxima (se selecciona un valor de 20 en base a lo que se especifica en la tabla 37) (gDQO/ $m^2*d$ ).

$$S_r = \frac{70.728,17}{20}$$

$$S_r = 3.536,41 m^2$$

Dotro et al., (2017), mencionan que es recomendable no tener superficies mayores a 400  $m^2$  por lecho, esto por buscar lograr una distribución uniforme en las etapas de llenado, reacción y vaciado. Por lo anteriormente mencionado, se procede a determinar el número necesario de celdas para cumplir con este requerimiento de diseño, esto se logra mediante la siguiente expresión:

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = \frac{S_r}{S_{max}} \quad (85)$$

Donde:

$N^\circ$  de celdas: Número de celdas necesarias.

$S_r$ : Superficie requerida ( $m^2$ ).

$S_{max}$ : Superficie máxima admisible ( $m^2$ ).

$$N^\circ de celdas = \frac{3.536,41}{400}$$

$$N^\circ de celdas = 8,84 \cong 9 unidades$$

Teniendo que entonces se necesitan 9 unidades o celdas para distribuir las áreas, de forma tal que se cumpla que el máximo de superficie sea de  $400m^2$  por celda, determinamos una relación largo-ancho igual a 1, con esto tenemos entonces que las dimensiones de cada celda serán de  $20 \times 20$  m, para lo cual se determina su área unitaria mediante la siguiente ecuación:

$$S_{celda} = L * W \quad (86)$$

Donde:

$S_{celda}$ : Superficie de una unidad o celda ( $m^2$ ).

L: longitud de la celda (m).

W: Ancho de la celda (m).

$$S_{celda} = 20 * 20$$

$$S_{celda} = 400m^2 \leq 400 \therefore OK$$

A continuación, se procede al cálculo de la superficie total que se requiere para las 9 unidades o celdas de depuración, esto mediante la siguiente ecuación:

$$S_{tr} = S_{celda} * N^\circ de celdas \quad (87)$$

Donde:

$S_{tr}$ : Superficie total requerida ( $m^2$ ).

$S_{celda}$ : Superficie de una unidad o celda ( $m^2$ ).

$N^\circ$  de celdas: Número de celdas necesarias.

$$S_{tr} = 400 * 9$$

$$S_{tr} = 3.600 \text{ m}^2$$

Seguidamente, se calcula la carga hidráulica superficial, teniendo en cuenta que no exceda los 80 L/m<sup>2</sup>\*d según lo que menciona Dotro et al., (2017). Teniendo en cuenta esto, realizamos el respectivo cálculo y posterior comprobación:

$$C_{HS} = \frac{Q_i}{S_{tr}} \quad (88)$$

Donde:

C<sub>HS</sub>: Carga hidráulica superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d).

Q<sub>i</sub>: Caudal medio diario del agua residual (m<sup>3</sup>/d).

S<sub>tr</sub>: Superficie total requerida (m<sup>2</sup>).

$$C_{HS} = \frac{230,16}{3.600}$$

$$C_{HS} = 0,064 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}} \leq 0,08 \therefore OK$$

Como siguiente punto se procede a determinar la carga orgánica superficial, que basándonos en lo que se determinó en la tabla 37 no puede exceder un valor de 20 gDQO/m<sup>2</sup>\*d. entonces tenemos la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{C_o}{S_{tr}} \quad (89)$$

Donde:

C<sub>s</sub>: Carga orgánica superficial (gDQO/m<sup>2</sup>\*d).

C<sub>o</sub>: Carga orgánica (gDQO/d).

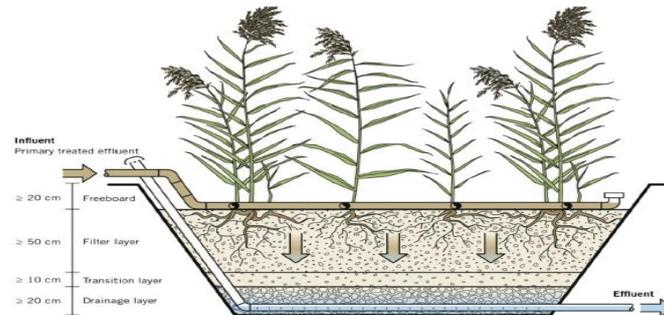
S<sub>tr</sub>: Superficie total requerida (m<sup>2</sup>).

$$C_s = \frac{70.728,17}{3.600}$$

$$C_s = 19,65 \frac{gDQO}{m^2 * d} \leq 20 \therefore OK$$

Seguidamente, se calcula el volumen total del humedal, considerando las especificaciones de diseño que se reflejan en la imagen siguiente:

**Figura 43.** Esquema de la distribución de las capas de sustrato para un HAFSSV.



**Fuente:** (Dotro et al., 2017).

Con lo que se puede observar en la figura 41 se puede inferir que la altura final de las celdas será de 1 m, esta altura se encuentra distribuidas en capas siendo que consta de una capa de drenaje ( $\geq 20$  cm), una capa de transición ( $\geq 10$  cm), una capa filtrante ( $\geq 50$  cm) y un borde libre ( $\geq 20$  cm). Con esto en mente, calculamos el volumen total mediante la siguiente expresión:

$$V_T = S_{tr} * h \quad (90)$$

Donde:

$V_T$ : Volumen total del humedal ( $m^3$ ).

$S_{tr}$ : Superficie total requerida ( $m^2$ ).

$h$ : altura total del humedal (m).

$$V_T = 3.600 * 1$$

$$V_T = 3.600 m^3$$

Seguidamente hay que determinar la dosificación del agua residual, dado que para este tipo de humedales se realiza de forma intermitente, para la granulometría de un medio filtrante de 0.06mm a 4mm. Entonces para lograr esta dosificación periódica sobre los humedales se recomienda tener un tanque dosificador que supla las necesidades de llenado en periodos que

para este caso serán cuatro periodos al día, es decir cada 6 horas (intervalo de carga).  
Teniendo entonces lo siguiente:

$$V_{Td} = \frac{Q_{med,diaAR}}{\frac{24}{I_c}} \quad (91)$$

Donde:

$V_{Td}$ : Volumen necesario del tanque dosificador ( $m^3$ ).

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

$I_c$ : Intervalo de carga o llenado (h)

$$V_{Td} = \frac{230,16}{\frac{24}{6}}$$

$$V_{Td} = 57,54 m^3$$

Con este valor del tanque dosificador, se puede estimar la superficie de este si consideramos una altura igual a la de las celdas de los humedales es decir 1 m, teniendo entonces:

$$S_{Td} = \frac{V_{Td}}{h} \quad (92)$$

Donde:

$S_{Td}$ : Superficie del tanque dosificador ( $m^2$ ).

$V_{Td}$ : Volumen necesario del tanque dosificador ( $m^3$ ).

$h$ : profundidad del tanque dosificador (m).

$$S_{Td} = \frac{57,54}{1}$$

$$S_{Td} = 57,54 m^2$$

### 5.5.3.2.1 Dimensionamiento del humedal artificial de flujo subsuperficial vertical, considerando un sustrato de arena gruesa (2-3 mm).

Con el valor calculado anteriormente que corresponde a la carga orgánica, se procede a calcular el área necesaria, esto como punto de partida para dimensionar esta segunda opción de dimensionamiento del humedal en función de otra granulometría del sustrato. Para lo cual usamos la siguiente ecuación:

$$S_r = \frac{C_o}{TC_o} \quad (93)$$

$S_r$ : Superficie requerida ( $m^2$ ).

$C_o$ : Carga orgánica (gDQO/d).

$TC_o$ : Tasa de carga orgánica máxima (se selecciona un valor de 80 en base a lo que se especifica en la tabla 37) (gDQO/ $m^2 \cdot d$ ).

$$S_r = \frac{70.728,17}{80}$$

$$S_r = 884,1 m^2$$

Al igual que en la opción anterior se define una división en celdas o bloques para que el humedal no tenga una superficie más allá de 400  $m^2$ , para con esto lograr una distribución uniforme del agua sobre la superficie del humedal, para esto definimos el número de celdas utilizando la siguiente expresión:

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = \frac{S_r}{S_{max}} \quad (94)$$

Donde:

$N^{\circ}$  de celdas: Número de celdas necesarias.

$S_r$ : Superficie requerida ( $m^2$ ).

$S_{max}$ : Superficie máxima admisible ( $m^2$ ).

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = \frac{884,1}{400}$$

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = 2,21 \cong 3 \text{ unidades}$$

Una vez obtenidas las celdas necesarias para cumplir el criterio de diseño mencionado anteriormente se establece una relación largo-ancho igual a 1 con lo cual tanto el ancho como el largo del humedal será de 20m, siendo que su superficie será calculada a continuación:

$$S_{\text{celda}} = L * W \quad (95)$$

Donde:

$S_{\text{celda}}$ : Superficie de una unidad o celda ( $m^2$ ).

L: longitud de la celda (m).

W: Ancho de la celda (m).

$$S_{\text{celda}} = 20 * 20$$

$$S_{\text{celda}} = 400m^2 \leq 400 \therefore OK$$

Seguidamente, se calcula la superficie total ocupadas por las celas calculadas con su respectiva superficie:

$$S_{tr} = S_{\text{celda}} * N^{\circ} \text{ de celdas} \quad (96)$$

Donde:

$S_{tr}$ : Superficie total requerida ( $m^2$ ).

$S_{\text{celda}}$ : Superficie de una unidad o celda ( $m^2$ ).

$N^{\circ}$  de celdas: Número de celdas necesarias.

$$S_{tr} = 400 * 3$$

$$S_{tr} = 1.200 m^2$$

Teniendo la superficie total que han de ocupar las celdas que se han dimensionado, se determina la carga hidráulica superficial, que anteriormente se ha definido que como máximo debe ser de  $0,08 m^3/m^2*d$ , para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$C_{HS} = \frac{Q_i}{S_{tr}} \quad (97)$$

$C_{HS}$ : Carga hidráulica superficial ( $m^3/m^2*d$ ).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual ( $m^3/d$ ).

$S_{tr}$ : Superficie total requerida ( $m^2$ ).

$$C_{HS} = \frac{230,16}{1.200}$$

$$C_{HS} = 0,1918 \frac{m^3}{m^2 * d} \geq 0,08 \therefore \text{REDIMENSIONAR}$$

Como se puede observar no cumple el criterio de diseño definido, con lo cual se debe proponer dividir la superficie en más celdas para que el requerimiento que propone una superficie máxima de  $400m^2$  se cumple, así como el criterio de diseño que se ha definido para la carga hidráulica superficial (no mayor a  $0,08 m^3/m^2*d$ ).

Se propone entonces un número total de celdas igual a 7, cada una de estas celdas han de cumplir con el criterio de diseño en el que se sostiene que la superficie máxima es de  $400m^2$ , siendo entonces que la superficie real final del humedal se calcula a continuación:

$$S_{r,final} = N^{\circ} \text{ de celdas}(n) * S_{celda} \quad (98)$$

Donde:

$S_{r,final}$ : Superficial final real del humedal  $m^2$

$N^{\circ}$  de celdas: Número nuevo de celdas necesarias.

$S_{celda}$ : Superficie de una unidad o celda ( $m^2$ ).

$$S_{r,final} = 7 * 400$$

$$S_{r,final} = 2.800 m^2$$

Una vez que tenemos la superficie real de diseño que se va a utilizar, procederemos a comprobar si la carga hidráulica superficial está dentro de los parámetros establecidos en el presente trabajo, teniendo entonces:

$$C_{HS,n} = \frac{Q_i}{S_{r,final}} \quad (99)$$

$C_{HS,n}$ : Carga hidráulica superficial nueva ( $m^3/m^2*d$ ).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual ( $m^3/d$ ).

$S_{r,final}$ : Superficial final real del humedal  $m^2$

$$C_{HS,n} = \frac{230,16}{2.800}$$

$$C_{HS,n} = 0,08 \frac{m^3}{m^2 * d} \leq 0,08 \therefore OK$$

Teniendo entonces que los criterios de diseño se cumplen satisfactoriamente bajo las nuevas dimensiones del humedal, seguidamente se calculará la carga orgánica, que como se indica en la tabla 37 no puede ser mayor a 80 gDQO/ $m^2*d$ .

$$C_s = \frac{C_o}{S_{r,final}} \quad (100)$$

Donde:

$C_s$ : Carga orgánica superficial (gDQO/ $m^2*d$ ).

$C_o$ : Carga orgánica (gDQO/d).

$S_{r,final}$ : Superficial final real del humedal  $m^2$

$$C_s = \frac{70.728,17}{2.800}$$

$$C_s = 25,26 \frac{gDQO}{m^2 * d} \leq 80 \therefore OK$$

Seguidamente, se calcula el volumen total del humedal mediante la siguiente ecuación (tomando en cuenta el criterio de altura adoptado anteriormente, basándose en la figura 41):

$$V_T = S_{r,final} * h \quad (101)$$

Donde:

$V_T$ : Volumen total del humedal ( $m^3$ ).

$S_{r,final}$ : Superficial final real del humedal  $m^2$

h: altura total del humedal (m).

$$V_T = 2.800 * 1$$

$$V_T = 2.800 \text{ m}^3$$

Seguidamente hay que determinar la dosificación del agua residual, dado que para este tipo de humedales se realiza de forma intermitente, para la granulometría de un medio filtrante de 2mm a 3mm (arena gruesa). Entonces para lograr esta dosificación periódica sobre los humedales se recomienda tener un tanque dosificador que supla las necesidades de llenado en periodos que para este caso serán 12 periodos al día, es decir cada 2 horas (intervalo de carga). Teniendo entonces lo siguiente:

$$V_{Td} = \frac{Q_{med,diaAR}}{\frac{24}{I_c}} \quad (102)$$

Donde:

$V_{Td}$ : Volumen necesario del tanque dosificador ( $\text{m}^3$ ).

$Q_{med,diaAR}$ : Caudal medio diario del agua residual ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

$I_c$ : Intervalo de carga o llenado (h)

$$V_{Td} = \frac{230,16}{\frac{24}{2}}$$

$$V_{Td} = 19,18 \text{ m}^3$$

Con este valor del tanque dosificador, se puede estimar la superficie de este si consideramos una altura igual a la de las celdas de los humedales es decir 1 m, teniendo entonces:

$$S_{Td} = \frac{V_{Td}}{h} \quad (103)$$

Donde:

$S_{Td}$ : Superficie del tanque dosificador ( $\text{m}^2$ ).

$V_{Td}$ : Volumen necesario del tanque dosificador ( $\text{m}^3$ ).

h: profundidad del tanque dosificador (m).

$$S_{Td} = \frac{19,18}{1}$$

$$S_{Td} = 19,18 \text{ m}^2$$

Con esto se da por terminado el dimensionamiento del HAFSsV con una granulometría de 2-3, siendo que bajo los cálculos realizados anteriormente y con los parámetros adoptados, esta alternativa cumple satisfactoriamente dichos parámetros. Con esto y realizando la comparativa con la primera opción de diseño se toma como la mejor opción la segunda (con granulometría de 2-3mm), puesto que en términos de diseño es más factible ya que ocupa 7 celdas de humedales, mientras que la primera opción 9, esto se traduce en una reducción de costos y menor inversión en las fases de construcción, operación y mantenimiento.

De igual forma, se presenta la calidad del efluente que tendrá el HAFSsV, y su respectivo cumplimiento comparando las dos legislaciones sujetas de regulación que se han elegido para el presente trabajo:

**Tabla 38.** Tabla resumen de los porcentajes de remoción de contaminantes y sus concentraciones de salida para HAFSsV y comparativa de legislación ecuatoriana y española.

Contaminante	CONCENTRACIÓN DE ENTRADA (mg/l)	EFICIENCIA DE REMOCIÓN PARA HAFSsV (%)	CONCENTRACIÓN A LA SALIDA (mg/l)	LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA VERTIDOS A CUERPOS DE AGUA SEGÚN LA NORMATIVA ECUATORIANA (mg/l)	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE VERTIDOS A CUERPOS DE AGUA DULCE SEGÚN NORMATIVA ESPAÑOLA (mg/l)
DQO	307,3	85	46,1	250	125
DBO <sub>5</sub>	182	95	9,1	100	25
SS	125	95	6,25	100	60 (2.000 a 10.000 h-e) 35 (más de 10.000 h-e)
N <sub>T</sub>	70,31	65	24,61	15	15 (10.000 a 100.000 h-e) 10 (más de 100.000 h-e)
P <sub>T</sub>	16,82	25	12,62	10	2 (10.000 a 100.000 h-e) 1 (más de 100.000 h-e)

**Fuente:** Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla 38, los parámetros de DBO<sub>5</sub>, DQO y SS se cumplen satisfactoriamente para ambas relegaciones en lo que respecta a límites máximos permisibles, sin embargo en lo que respecta a los límites máximos permisibles para el nitrógeno total y fósforo total no se cumple para ninguna de las dos legislaciones, con lo cual podremos inferir que esto podría darse dado que el diseño en primera instancia se realizó con la DQO como eje central del mismo, con lo que el diseño y configuración del propio humedal está enfocado en la eliminación de este contaminante.

Es importante tomar en cuenta que para garantizar un cumplimiento de la normativa en lo que respecta a los límites máximos permisibles de vertido de fósforo y de nitrógeno, se necesita otro tipo de configuraciones o diseño que incluya dentro de sus elementos de tratamiento configuraciones enfocadas en brindar las condiciones para eliminar efectivamente este tipo de contaminantes sin comprometer la efectividad en el cumplimiento de los otros parámetros de cumplimiento de límites máximos permisibles regidos bajo la normativa aplicable a este tipo de vertidos.

### 5.5.3.3 Alternativa 3: Humedal de artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés” (HAFSsV “SF”).

Para el dimensionamiento de esta alternativa es muy importante considerar que a diferencia de un humedal de flujo subsuperficial vertical convencional, este no tiene un tratamiento primario previo a la entrada al propio humedal, lo que significa que en cuanto a las concentraciones de entrada se tomarán en cuenta únicamente las concentraciones de entrada luego de que el agua residual haya pasado por un pretratamiento, no así como en las alternativas anteriores que las concentraciones de entrada al humedal eran las de la salida del tratamiento primario.

Tomando en consideración lo anteriormente mencionado, las concentraciones de entrada al humedal se describen en la siguiente tabla:

**Tabla 39.** Valores de concentraciones de ingreso al humedal de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”

CONTAMINANTE	CONCENTRACION DE ENTRADA AL HAFSsV“SF” (mg/l)
Demanda química de oxígeno (DQO)	439
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO <sub>5</sub> )	260
Sólidos suspendidos (SS)	312,5
Nitrógeno total (N <sub>T</sub> )	78,13
Fósforo total (P <sub>T</sub> )	17,71

**Fuente:** Elaboración propia.

Teniendo ya las concentraciones de entrada al humedal se procede entonces a realizar el cálculo de la carga contaminante por habitante, mediante la siguiente ecuación:

$$C_{c,dia(x)} = \frac{Q_i * C_i}{P} \quad (104)$$

Donde:

$C_{c,dia(x)}$ : Carga contaminante diaria por habitante (g/hab\*día).

$C_i$ : Concentración del contaminante al ingreso del humedal (mg/l).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual (m<sup>3</sup>/d).

$P$ : Población (habitantes).

Siendo entonces que para cada contaminante tenemos lo siguiente:

- **Para DQO:**

$$C_{c,dia(DQO)} = \frac{230,16 * 439}{2.398}$$

$$C_{c,dia(DQO)} = 42,14 \frac{gDQO}{hab * dia}$$

- **Para DBO<sub>5</sub>:**

$$C_{c,dia(DBO_5)} = \frac{230,16 * 260}{2.398}$$

$$C_{c,dia(DBO_5)} = 24,96 \frac{gDBO_5}{hab * dia}$$

- **Para SS:**

$$C_{c,dia(SS)} = \frac{230,16 * 312,5}{2.398}$$

$$C_{c,dia(SS)} = 30 \frac{gSS}{hab * dia}$$

- **Para NT:**

$$C_{c,dia(NT)} = \frac{230,16 * 78,13}{2.398}$$

$$C_{c,dia(NT)} = 7,5 \frac{gN}{hab * dia}$$

- **Para P<sub>T</sub>:**

$$C_{c,dia(P_T)} = \frac{230,16 * 17,71}{2.398}$$

$$C_{c,dia(N_T)} = 1,7 \frac{gP}{hab * dia}$$

Teniendo ya los valores de la carga de cada contaminante diría por habitante y por día, procedemos a calcular la carga contaminante total diaria para cada contaminante mediante la siguiente ecuación:

$$M_{i(x)} = C_{c,dia(x)} * P \quad (105)$$

Donde:

$M_{i(x)}$ : Carga contaminante diaria (g/día).

$C_{c,dia(x)}$ : Carga contaminante diaria por habitante (g/hab\*día).

P: Población (habitantes).

- **Para DQO:**

$$M_{i(DQO)} = 42,14 * 2.398$$

$$M_{i(DQO)} = 101.030,65 \frac{gDQO}{dia}$$

- **Para DBO<sub>5</sub>:**

$$M_{i(DBO_5)} = 24,96 * 2.398$$

$$M_{i(DBO_5)} = 59.841,60 \frac{gDBO_5}{dia}$$

- **Para SS:**

$$M_{i(SS)} = 30 * 2.398$$

$$M_{i(SS)} = 71.925 \frac{gSS}{dia}$$

- **Para N<sub>T</sub>:**

$$M_{i(N_T)} = 7,5 * 2.398$$

$$M_{i(N_T)} = 17.981,25 \frac{gN}{dia}$$

- **Para P<sub>T</sub>:**

$$M_{i(P_T)} = 1,7 * 2.398$$

$$M_{i(P_T)} = 4.075,75 \frac{gP}{dia}$$

Una vez calculadas las respectivas cargas contaminantes diarias por habitantes y diarias en general, se realiza un resumen en la siguiente tabla:

**Tabla 40.** Tabla resumen de las cargas contaminantes diarias.

PARAMETRO	CONCENTRACION DE ENTRADA (mg/l)	CARGA CONTAMINANTE DIARIA POR HABITANTE (g/hab*d)	CARGA CONTAMINANTE Mi (g/d)
DQO	439	42,14	101.030,65
DBO5	260	24,96	59.841,6
SS	312,5	30	71.925
NT	78,13	7,5	17.981,25
PT	17,71	1,7	4.075,75

**Fuente:** Elaboración Propia.

El humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés” en el tratamiento secundario será capaz de eliminar 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 (Dotro et al., 2017).

Considerando lo anteriormente mencionado se procede entonces a realizar el cálculo de la primera etapa.

#### 5.5.3.3.1 Dimensionamiento de la primera etapa del HAFSsV“SF”.

Para empezar con el dimensionamiento de esta primera etapa hay que considerar en primera instancia que se ha de calcular el área necesaria de dicha etapa, basándose en la carga hidráulica y cargas contaminantes de cada uno de los contaminantes, siendo entonces que en la tabla siguiente se especifican las cargas hidráulicas y contaminantes para cada contaminante anteriormente considerado:

**Tabla 41.** Tabla resumen de las cargas contaminantes diarias.

Etapa de Tratamiento	Tasa de carga hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d)	DQO (g/m <sup>2</sup> *d)	DBO <sub>5</sub> (g/m <sup>2</sup> *d)	SST (g/m <sup>2</sup> *d)	NKT (g/m <sup>2</sup> *d)
1° ETAPA	0.37	350	150	150	30
Eliminación		0.80 * M <sub>i</sub>	0.90 * M <sub>i</sub>	0.90 * M <sub>i</sub>	1.1128 * M <sub>i</sub> <sup>0.8126</sup>
2° ETAPA	0.37	70	20	30	15
Eliminación		0.75 * M <sub>i</sub>	0.80 * M <sub>i</sub>	0.80 * M <sub>i</sub>	1.194 * M <sub>i</sub> <sup>0.8622</sup>

**Fuente:** (Dotro et al., 2017).

Basándonos en la información de la tabla 41 tomamos el valor de la carga hidráulica para la primera etapa, teniendo que para el cálculo del área de esta primera etapa en base a la carga hidráulica utilizaremos la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q_i}{q} \quad (106)$$

Donde:

A: Área de la primera etapa para un filtro (m<sup>2</sup>).

Q<sub>i</sub>: Caudal diario del agua residual (m<sup>3</sup>/d).

q: Tasa de carga hidráulica (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d).

$$A = \frac{230,16}{0,37}$$

$$A = 622,05m^2$$

Teniendo ya calculada el área necesaria en función de la carga hidráulica, se procede a realizar los cálculos correspondientes a las áreas necesarias en función de la carga contaminante que corresponde a cada contaminante especificado en apartados anteriores, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación genérica para cada contaminante:

$$A_{(x)} = \frac{M_{i(x)}}{M_{i,max}} \quad (107)$$

Donde:

A<sub>(x)</sub>: Área de la primera etapa para un filtro (m<sup>2</sup>).

M<sub>i(x)</sub>: Carga contaminante diaria (g/día).

$M_{i,\max(x)}$ : Carga contaminante diaria máxima (g/día).

- **Para DQO:**

$$A_{DQO} = \frac{101.030,65}{350}$$

$$A_{DQO} = 288,66 \text{ m}^2$$

- **Para DBO<sub>5</sub>:**

$$A_{DBO_5} = \frac{59.841,60}{150}$$

$$A_{DBO_5} = 398,94 \text{ m}^2$$

- **Para SS:**

$$A_{SS} = \frac{71.925}{150}$$

$$A_{SS} = 479,5 \text{ m}^2$$

- **Para N<sub>T</sub>:**

$$A_{(N_T)} = \frac{71.925}{30}$$

$$A_{(N_T)} = 599,38 \text{ m}^2$$

Teniendo entonces ya todas las áreas calculadas, se selecciona la de mayor valor de superficie, siendo que el área seleccionada es la que se calculó a partir de la carga hidráulica, tal que  $A=622,05 \text{ m}^2$ .

Como anteriormente se ha mencionado por Dotro et al., (2017), quienes sostienen que la construcción de las celdas es típicamente conservando una relación de largo- ancho igual a 1, con lo cual para calcular el largo y el ancho de la celda se considerará una configuración cuadrada utilizando la siguiente ecuación para encontrar las dimensiones de la propia celda:

$$L = W = \sqrt{A} \quad (108)$$

Donde:

L= Longitud de la celda (m).

W: Ancho de la celda (m).

A: Área de la celda del humedal (m<sup>2</sup>).

$$L = W = \sqrt{622,05}$$

$$L = W = 24,94 \text{ m}^2 \cong 25$$

Seguidamente se comprueba el criterio de diseño estipulado por Dotro et al., (2017), quienes mencionan que típicamente para este tipo de humedales se tiene un requisito tal que el área guarde una relación de 0,4 m<sup>2</sup>/he para cada celda, o en otras palabras 1,2 m<sup>2</sup>/he para la primera etapa ya que son tres celdas, mientras que para la segunda etapa esta relación es de 0,8 m<sup>2</sup>/he puesto que son dos celdas. Con lo cual procedemos a comprobar la relación anteriormente mencionada para esta primera etapa:

$$L * W \geq 0,4 \frac{\text{m}^2}{\text{he}} * \text{he}$$

$$25 * 25 \geq 0,4 * 998$$

$$625 \geq 399,2 \text{ m}^2 \therefore OK$$

Como se puede observar la condición de diseño adoptada se cumple satisfactoriamente, con lo cual se procede a calcular y definir el área final y posteriormente el área total ocupada por las tres celdas:

$$A_f = L * W \tag{109}$$

Donde:

A<sub>f</sub>: área final de cada celda (m<sup>2</sup>).

L: Longitud de la celda (n).

W: Ancho de celda (m).

$$A_f = 625 \text{ m}^2$$

A continuación, se calcula el área total ocupada por las tres celdas mediante la siguiente ecuación:

$$A_T = A_f * n_{\text{celdas}} \tag{110}$$

Donde:

A<sub>T</sub>: Área total de la primera etapa (m<sup>2</sup>).

$A_f$ : Área final de cada celda ( $m^2$ ).

$n_{celdas}$ : Número de celdas.

$$A_T = 625 * 3$$

$$A_T = 1.875 m^2$$

Una vez que se tienen las dimensiones de las celdas, se puede especificar las características de las capas filtrantes según la siguiente tabla:

**Tabla 42.** Especificaciones de los medios filtrantes para el diseño de un HAFSsV “SF”.

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

**Fuente:** (Dotro et al., 2017)

De esta tabla se adoptan los siguientes valores para los espesores de las capas filtrantes:

- Resguardo:  $h_r=0,5$  m.
- Capa principal:  $h_{cp}=0,5$  m.
- Capa de transición:  $h_{tr}=0,15$  m.
- Capa de drenaje:  $h_{dr}=0,3$  m.
- Altura total:  $h_T=1,45$  m.

Teniendo ya el espesor de cada celda, se plantea que la celda tenga una base con una pendiente inclinada en relación 1:1, y utilizando los espesores anteriormente establecidos, los volúmenes de cada capa serían los siguientes tanto para cada celda como para el total de las celdas:

**Tabla 43.** Tabla resumen de los volúmenes ocupados por cada capa del medio filtrante por celda y por el total de las celdas.

CAPA	NOTACIÓN	UNIDAD	1 FILTRO	3 FILTROS
CAPA PRINCIPAL	$h_{cp}$	$m^3$	185	555
CAPA DE TRANS.	$h_{tr}$	$m^3$	53,55	160,65
CAPA DE DREN.	$h_{dr}$	$m^3$	105,4	316,2

**Fuente:** Elaboración propia.

Como siguiente paso de dimensionamiento de la primera etapa del AFSsV “SF”, se procede a determinar el volumen de cada lote, para lo cual se tomará en cuenta lo que sostiene Dotro et al., (2017), que especifica que el nivel de agua que ha de cubrir el filtro en cada lote corresponde al volumen de cada lote dividido entre la superficie del propio filtro en funcionamiento. Esto corresponde a un criterio de diseño tal que la capa líquida tiene una altura de entre 2 a 5cm.

Para este caso se ha definido una capa de líquido de 3 cm de altura, y ya con este criterio definido se procede a calcular el volumen de cada lote mediante la siguiente ecuación:

$$V_{lote} = A_{cf} * a \quad (111)$$

Donde:

$V_{lote}$ : Volumen de cada lote ( $m^3$ /lote).

$A_{cf}$ : Área de la cama del filtro ( $m^2$ ).

$a$ : Espesor de la capa líquida (m).

$$V_{lote} = 625 * 0,03$$

$$V_{lote} = 18,75 \frac{m^3}{lote}$$

Seguidamente, se procede a la determinación del número de lotes requeridos por día, utilizando la siguiente ecuación:

$$N^{\circ}_{lote} = \frac{Q_i}{V_{lote}} \quad (112)$$

Donde:

$N^{\circ}_{\text{lote}}$ : número de lotes requeridos por día (lote/día).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

$V_{\text{lote}}$ : Volumen de cada lote ( $\text{m}^3/\text{lote}$ ).

$$N^{\circ}_{\text{lote}} = \frac{230,16}{18,75}$$

$$N^{\circ}_{\text{lote}} = 13 \frac{\text{lotes}}{\text{día}}$$

Dotro et al., (2017) recomiendan que en lo que respecta al cálculo del caudal de aguas residuales durante el llenado de cada lote, se utilice una tasa de carga hidráulica mínima de  $0,50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ . teniendo esto en cuenta se calcula el caudal para cada lote mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{lote}} = \frac{A_T}{n} * HLR_{\text{lote}} \quad (113)$$

Donde:

$Q_{\text{lote}}$ : Caudal durante la carga del lote ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$A_T$ : Área total de la primera etapa ( $\text{m}^2$ ).

$n_{\text{celdas}}$ : Número de celdas.

$$Q_{\text{lote}} = \frac{1.875}{3} * 0,5$$

$$Q_{\text{lote}} = 312,5 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

Como último punto en el dimensionamiento de la primera etapa, se procede a realizar el cálculo del tiempo de impulso necesario mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$t_i = \frac{V_{\text{lote}} * 60}{Q_{\text{lote}}} \quad (114)$$

Donde:

$t_i$ : Tiempo de impulso (min).

$V_{\text{lote}}$ : Volumen de cada lote ( $\text{m}^3/\text{lote}$ ).

$Q_{\text{lote}}$ : Caudal durante la carga del lote ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$$t_i = \frac{18,75 * 60}{312,5}$$

$$t_i = 3,6 \text{ min}$$

### 5.5.3.3.2 Dimensionamiento de la segunda etapa del HAFSsV“SF”.

Para esta segunda etapa es importante considerar las concentraciones de entrada a la misma, puesto que las concentraciones han de variar respecto de lo que se tiene al ingreso de la primera etapa. Para esto se utilizan los datos de la tabla 41 de este documento.

Por lo tanto, para iniciar con el dimensionamiento de esta etapa, se inicia determinando la carga orgánica para cada contaminante generada en el afluente durante su paso por la primera etapa del sistema, para ello se utilizará la siguiente ecuación:

$$C_{\text{org1eraE}} = \frac{C_i + Q_i}{A_f} \quad (115)$$

Donde:

$C_{\text{org1eraE}}$ : Carga orgánica generada en el afluente en la primera etapa ( $\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ).

$C_i$ : Concentración de entrada del contaminante ( $\text{mg}/\text{l}$ ).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

$A_f$ : Área final de un filtro ( $\text{m}^2$ ).

A continuación, lo que se calcula la carga orgánica reducida en la primera etapa, esto en función de los porcentajes establecidos anteriormente en la tabla 41, con lo cual se usará la siguiente expresión para su cálculo:

$$C_{\text{orgR1eraE}} = r * C_{\text{org1eraE}} \quad (116)$$

Donde:

$C_{\text{orgR1eraE}}$ : Carga orgánica reducida del afluente en la primera etapa ( $\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ).

$C_{\text{org1eraE}}$ : Carga orgánica generada en el afluente en la primera etapa ( $\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ).

r: Porcentaje de reducción de la carga orgánica para la primera etapa.

Siguiendo la misma línea de determinación de condiciones iniciales para cada uno de los contaminantes al ingreso de la segunda etapa del humedal, se procede a realizar el cálculo de la masa diaria del efluente producida de la primera etapa:

$$M_{1eraE} = C_{org1eraE} - C_{orgR1eraE} \quad (117)$$

$M_{1eraE}$ : Masa diaria producida en la primera etapa ( $g/m^2 \cdot d$ ).

$C_{org1eraE}$ : Carga orgánica generada en el afluente en la primera etapa ( $g/m^2 \cdot d$ ).

$C_{orgR1eraE}$ : Carga orgánica reducida del afluente en la primera etapa ( $g/m^2 \cdot d$ ).

Teniendo en cuenta lo anterior, se podrá determinar también la carga másica, esto se logra multiplicando la masa producida en la primera etapa por la superficie de cada filtro, teniendo entonces:

$$M_{M,1eraE} = M_{1eraE} * A_f \quad (118)$$

Donde:

$M_{M,1eraE}$ : Carga másica del efluente en la primera etapa ( $g/d$ ).

$M_{1eraE}$ : Masa diaria producida en la primera etapa ( $g/m^2 \cdot d$ ).

$A_f$ : Área final de un filtro ( $m^2$ ).

Como parte final de esta caracterización del efluente a la salida de la primera etapa, y en contraste, a la entrada a la segunda etapa; tenemos que se procede a realizar el cálculo de la concentración del efluente de la primera etapa, siendo que se utiliza la siguiente ecuación para dicho fin:

$$C_{efl1eraE} = \frac{M_{M,1eraE}}{Q_i} \quad (119)$$

Donde:

$C_{efl1eraE}$ : Concentración del efluente de la 1era etapa ( $mg/l$ ).

$M_{M,1eraE}$ : Carga másica del efluente en la primera etapa ( $g/d$ ).

$Q_i$ : Caudal medio diario del agua residual ( $m^3/d$ ).

Una vez establecidas estas fórmulas con la finalidad de determinar las concentraciones de entrada a la segunda etapa del humedal, se realiza una tabla a manera de resumen con los cálculos correspondientes a los parámetros anteriormente mencionados

**Tabla 44.** Tabla resumen de los parámetros necesarios para la caracterización del efluente de la 1era etapa.

VARIABLE	FLUJO	DQO	DBO5	SST	NT
Caudal Medio diario ( $m^3/d$ )	230,16				
Concentración de entrada (mg/l)		439	260	312,5	78,13
Tasa de carga hidráulica ( $m^3/m^2*d$ )	0,37				
Carga máxima de contaminante ( $g/m^2*d$ )		350	150	150	30
Área final de un filtro ( $m^2$ )	625				
Carga orgánica generada afluente de la 1° etapa ( $g/m^2*d$ )		161,66	95,75	115,08	28,77
Carga orgánica reducida en la 1° etapa ( $g/m^2*d$ )		129,33	86,18	103,57	17,06
Masa diaria del efluente de la 1° etapa ( $g/m^2*d$ )		32,33	9,57	11,51	11,71
Carga másica del efluente de la 1° etapa (g/d)		20.206,25	5.981,25	7.193,75	7318,75
Concentración del efluente de la 1° etapa (mg/l)		87,79	25,99	31,26	31,8

**Fuente:** Elaboración propia.

Como siguiente paso se han de calcular las cargas contaminantes de cada uno de los contaminantes especificados en la etapa 1, siendo que se aplicará entonces el mismo procedimiento para su cálculo con la diferencia que las condiciones de entrada serán las condiciones de salida de la primera etapa, teniendo como resultado lo siguiente:

**Tabla 45.** Tabla resumen de las concentraciones y cargas contaminantes a la entrada a la segunda etapa.

PARAMETRO	CONCENTRACION DE ENTRADA (mg/l)	CARGA CONTAMINANTE $M_i(g/d)$
DQO	87,79	20.206,25
DBO5	25,99	5.981,25
NT	31,26	7.193,75
SS	31,8	7.318,75

**Fuente:** Elaboración propia.

Teniendo entonces ya especificados las cargas contaminantes de cada parámetro considerado, se procede a realizar el mismo procedimiento que en la primera etapa con la diferencia que en lugar de 3 filtros o celdas serían dos filtros para esta etapa, y sin dejar de lado las consideraciones de diseño asumidas en la tabla 41, con lo cual para el cálculo de la superficie del filtro se utiliza la siguiente ecuación:

$$A = \frac{M_i}{M_{i,max}} \quad (120)$$

Donde:

A: Área del filtro (m<sup>2</sup>).

M<sub>i</sub>: Carga contaminante (g/d).

M<sub>i,max</sub>: Carga máxima de contaminante (g/m<sup>2</sup>\*d).

Al igual que en el cálculo anterior de cargas contaminante, en el cálculo de las áreas correspondientes para cada contaminante se resumen en la tabla 46, esto para no hacer repetitivo el proceso puesto que es el mismo procedimiento que el de la primera etapa, siendo estos valores los siguientes:

**Tabla 46.** Tabla resumen de las áreas correspondientes para cada contaminante o parámetro para la segunda etapa.

PARAMETRO	M <sub>i,máx</sub> (g/m <sup>2</sup> *d)	A(m <sup>2</sup> )
<b>Carga Hidráulica</b>		622,05
<b>DQO</b>	70	288,66
<b>DBO5</b>	20	299,06
<b>NT</b>	15	479,58
<b>SS</b>	30	243,96

**Fuente:** Elaboración propia.

Con lo cual, al igual que lo realizado en la primera etapa, se selecciona el área de mayor valor siendo que el área seleccionada será A= 622,05 m<sup>2</sup>.

Como anteriormente se ha mencionado por Dotro et al., (2017), quienes sostienen que la construcción de las celdas es típicamente conservando una relación de largo- ancho igual a 1, con lo cual para calcular el largo y el ancho de la celda se considerará una configuración cuadrada utilizando la siguiente ecuación para encontrar las dimensiones de la propia celda:

$$L = W = \sqrt{A} \quad (121)$$

Donde:

L= Longitud de la celda (m).

W: Ancho de la celda (m).

A: Área de la celda del humedal (m<sup>2</sup>).

$$L = W = \sqrt{622,05}$$

$$L = W = 24,94 \text{ m}^2 \cong 25$$

Según (Dotro et al., 2017)“este diseño lleva a un requisito de área de 0.4 m<sup>2</sup>/he para cada celda de filtro, o en otras palabras, 0.8 m<sup>2</sup>/ he para la segunda etapa (con dos celdas)”, con lo que se procede a verificar si se cumple dicho criterio de la siguiente manera:

$$L = W \geq 0,4 \frac{\text{m}^2}{\text{he}}$$

$$25 * 25 \geq 0,4 * 998$$

$$625 \geq 399,2 \frac{\text{m}^2}{\text{he}} \therefore OK$$

Seguidamente se determina el área total que ocupan los dos filtros de la segunda etapa mediante la siguiente ecuación:

$$A_T = A_f * n_{celdas} \quad (122)$$

Donde:

A<sub>T</sub>: Área total de la primera etapa (m<sup>2</sup>).

A<sub>f</sub>: Área final de cada celda (m<sup>2</sup>).

n<sub>celdas</sub>: Número de celdas.

$$A_T = 625 * 2$$

$$A_T = 1.250 \text{ m}^2$$

Teniendo ya las dimensiones anteriormente calculadas se procede a determinar las concentraciones finales del efluente de la segunda etapa del humedal, para lo cual se resumen dichos valores en la tabla siguiente:

**Tabla 47.** Tabla resumen de los valores de las características del efluente en la segunda etapa.

VARIABLE	FLUJO	DQO	DBO5	SST	NT
Caudal Medio diario (m <sup>3</sup> /d)	230,16				
Concentración de entrada (mg/l)		87,79	25,99	31,26	31,8
Tasa de carga hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d)	0,37				
Carga máxima de contaminante (g/m <sup>2</sup> *d)		70	20	30	15
Área final de un filtro (m <sup>2</sup> )	625				
Carga orgánica generada afluente de la 2° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		32,33	9,57	11,51	11,71
Carga orgánica reducida en la 2° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		24,25	7,66	9,21	9,96
Masa diaria del efluente de la 2° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		8,08	1,91	2,3	1,75
Carga másica del efluente de la 2° etapa (g/d)		5.05	1.193,75	1.437,5	1.093,75
Concentración del efluente de la 2° etapa (mg/l)		21,94	5,19	6,25	4,75

**Fuente:** Elaboración propia.

El siguiente paso es la determinación de la profundidad de cada una de las capas de material filtrante para las celdas del humedal, siendo que se basará la selección de estas profundidades bajo lo estipulado en la tabla 42 del presente documento, teniendo entonces la siguiente configuración del material filtrante distribuido por capas:

- Resguardo:  $h_r=0,5$  m.
- Capa principal:  $h_{cp}=0,5$  m.
- Capa de transición:  $h_{tr}=0,15$  m.
- Capa de drenaje:  $h_{dr}=0,3$  m.
- Altura total:  $h_T=1,45$  m.

Teniendo entonces ya la altura de las celdas, se procede a calcular los volúmenes correspondientes para cada una de las capas, tomando en cuenta que al igual que en la primera etapa estas celdas guardan una relación de pendiente de 1:1, con lo cual los valores de los volúmenes se mencionan a continuación:

**Tabla 48.** Volúmenes para cada una de las capas del filtro para la segunda etapa.

CAPA	UNIDAD	1 FILTRO	2 FILTROS
CAPA PRINCIPAL	m <sup>3</sup>	185	370
CAPA DE TRANS.	m <sup>3</sup>	53.55	107.1
CAPA DE DREN.	m <sup>3</sup>	105.4	210.8

**Fuente:** Elaboración propia.

Finalmente, en la tabla siguiente (tabla 49), se indica la calidad del efluente que proveniente de la segunda etapa del sistema basado en un humedal artificial de flujo subsuperficial “sistema francés”, bajo la cual se realiza la comparativa de cumplimiento de límites máximos de vertido para la legislación ecuatoriana, así como para la legislación española:

**Tabla 49.** Tabla resumen de los porcentajes de remoción de contaminantes y sus concentraciones de salida para HAFSsV “SF” y comparativa de legislación ecuatoriana y española.

Contaminante	CONCENTRACIÓN DE ENTRADA (mg/l)	EFICIENCIA DE REMOCIÓN PARA HAFSsH (%)	CONCENTRACIÓN A LA SALIDA (mg/l)	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA VERTIDOS A CUERPOS DE AGUA SEGÚN LA NORMATIVA ECUATORIANA (mg/l)	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE VERTIDOS A CUERPOS DE AGUA DULCE SEGÚN NORMATIVA ESPAÑOLA (mg/l)
DQO	439	95	21,95	250	125
DBO <sub>5</sub>	260	98	5,2	100	25
SS	312,5	98	6,25	100	60 (2.000 a 10.000 h-e) 35 (más de 10.000 h-e)
N <sub>r</sub>	78,13	94,41	4,37	15	15 (10.000 a 100.000 h-e) 10 (más de 100.000 h-e)
P <sub>r</sub>	17,71	15	15,05	10	2 (10.000 a 100.000 h-e) 1 (más de 100.000 h-e)

**Fuente:** Elaboración propia.

Como se observa en la tabla 49, los límites de vertido que estipula la legislación ecuatoriana y la española son cumplidos a cabalidad para los parámetros de DQO, DBO<sub>5</sub>, N<sub>T</sub> y SS, mientras en lo que compete al fósforo total (P<sub>T</sub>) no cumple los límites de vertido en lo que compete a la legislación ecuatoriana ni a lo estipulado por la legislación española. Siendo que en lo que respecta a los parámetros que no se han cumplido (en este caso el fósforo total) se pueden tomar medidas, como realizar el diseño y construcción de otra unidad de tratamiento enfocada en la eliminación de fosforo y nitrógeno, asegurando así el cumplimiento de la normativa vigente local.

#### **5.5.4 Sistema de ensilaje.**

El sistema de ensilaje se presenta como una propuesta para el aprovechamiento de la vegetación cortada luego de que esta haya cumplido su vida útil dentro de las celdas que forman parte del humedal, con lo cual es importante definir los procesos por los que se debe pasar para que la vegetación sea aprovechada bajo el proceso ya mencionado.

##### **5.5.4.1 Cosecha y picado del material vegetal.**

Para un mejor aprovechamiento del forraje se recomienda realizar el corte de la capa vegetal en la época de mayor rendimiento de la planta, en este caso el carrizo será removido cuando este haya cumplido su ciclo útil dentro del humedal, siendo que se recomienda realizar una poda al año, siendo que este es el periodo de senescencia del cultivo.

En lo que respecta al picado del material vegetal, es recomendable que este sea picado mediante la utilización de una picadora a motor, en trozos que vayan de los 2 a 3 cm de superficie, haciendo que de esta forma sea más sencillo el proceso posterior de compactación del material vegetal picado.

##### **5.5.4.2 Llenado del silo.**

En esta etapa se realiza a la par de la fase del picado de la capa vegetal o material forrajero, la intención es realizar el proceso lo más rápido que sea posible, puesto que según lo que se menciona en el artículo publicado por Amestyj, (2021) “las células vegetales siguen con el proceso de respiración y si tardamos en llenarlo puede existir pérdidas de carbohidratos por el

proceso de respiración celular”, lo que se traduce en una disminución nutricional del producto ensilado.

Es importante tomar en cuenta entonces que el proceso de ensilaje en sus fases de llenado ha de tener dos etapas; aerobia y anaerobia. Dentro de la fase aerobia los carbohidratos solubles de la planta (azúcares) son metabolizados por las propias células de la planta y por microorganismos aeróbicos y convertidos en CO<sub>2</sub> (dióxido de carbono), agua y calor (productos metabólicos). Mientras que en la fase anaerobia se favorece el desarrollo de las bacterias anaeróbicas beneficiosas. En primer lugar, las bacterias productoras de ácido acético disminuyen bruscamente el pH e incrementan la acidez del silo. Al mismo tiempo, las bacterias productoras de ácido láctico se multiplican rápidamente y tienden a dominar la fermentación. Estas bacterias disminuyen aún más el pH (alrededor de 4), lo que inhibe el crecimiento microbiano y crea las condiciones óptimas para la preservación del forraje. Se debe tener en cuenta que cuanto más rápido se dé la fermentación, mayor cantidad de nutrientes se habrá conservado (PROAIN, 2020).

Teniendo lo anteriormente mencionado, es importante también tomar en cuenta los tipos de silos que existen puesto que según su configuración es diferente su proceso de llenado, con lo cual tenemos los siguientes tipos de silos:

- **Silo montón:** Básicamente este tipo de silos consisten en amontonar el material vegetal picado sobre un plástico de polietileno, y luego este envolverlo en otro plástico del mismo material con la finalidad de evitar la entrada de aire y agentes externos al propio material vegetal.

**Figura 44.** Silo montón.



**Fuente:** (Amestyj, 2021).

- **Silo bunker:** Este tipo de silo consiste en la construcción de dos paredes que serán las partes laterales del silo, dentro de estas dos paredes se llenará el material vegetal picado y será recubierto con plástico de polietileno.

**Figura 45.** Silo bunker.



**Fuente:** (Amestyj, 2021).

- **Silo trinchera:** Para este tipo de silo lo que se tiene que hacer es abrir una fosa en la tierra, cuyas dimensiones estén en función de la cantidad de material vegetal picado, luego de este se coloca un plástico a lo largo de toda la extensión de la fosa y sobre este se vierte el material vegetal picado previamente, para posterior a esto envolver dicho material con el propio plástico generando así un sistema hermético dentro del plástico.

**Figura 46.** Silo trinchera.



**Fuente:** (Amestyj, 2021).

- **Silo bolsa:** Este tipo de ensilaje consiste en el llenado de bolsas de polietileno las cuales vienen en diferentes volúmenes (según sea su necesidad), estas se cierran de forma hermética con el uso de cuerdas o la propia bolsa.

**Figura 47.** Silo bolsa.



**Fuente:** (Amestyj, 2021).

- **Silo press o chorizo:** Este tipo de silo es de los más costosos, ya que consta en la utilización de una bolsa de polietileno blanca que puede tener una capacidad de entre 50 y 100 toneladas, aunque su fase de llenado es un tanto tedioso, muestra más eficiencia en cuanto a la conservación de nutrientes del material vegetal.

**Figura 48.** Silo press o chorizo.



**Fuente:** (Amestyj, 2021).

Dentro de las configuraciones y tipos de silos existen varios más, sin embargo, estos son los principales, y los más aplicables en términos de facilidad de manejo. En lo que compete a definir cuál es el mejor, esto ha de depender de las necesidades del proyecto y las condiciones en las cuales este se maneje. Con lo cual por facilidad de manejo y conveniencia en cuanto a la mayor maniobrabilidad del material resultante del ensilaje se ha elegido para este proyecto el método de ensilaje en bolsa.

#### **5.5.4.3 Compactación del material vegetal triturado.**

El silo debe ser llenado por capas, es decir a medida que en este caso la bolsa es llenada y forma una capa de aproximadamente 10 a 20 cm, se compacta con la utilización de herramientas agrícolas sencillas hasta generar un bulto bien compactado para su posterior sellado. Esto sin dejar de lado la rapidez con la que tiene que darse el proceso por las condiciones anteriormente mencionadas.

**Figura 49.** Proceso de compactación en un silo bunker.



**Fuente:** (Amestyj, 2021).

#### 5.5.4.4 Extracción y distribución.

Este es el paso final dentro del proceso de ensilaje, en los sistemas como el silo bunker o el silo montón se produce un deterioro aerobio por el descubrimiento del propio silo, sin embargo como se ha tomado como el método elegido para el presente trabajo el de silo bola, este será entregado para su uso directo, es decir, que una vez entregado a los habitantes de la cabecera parroquial de Luz de América, este será vertido directamente en los comederos correspondientes a los animales de corral que se tengan en sus respectivos predios.

#### 5.5.4.5 Producción vegetal de cada alternativa de depuración.

Para el cálculo de la densidad vegetal se tomará en cuenta lo mencionado por (Serrano & Corzo Hernández, 2008), quienes sostienen que la densidad de la plantación de carrizo en los humedales es típicamente de 3 plantas por m<sup>2</sup>, y que la poda se debe hacer con una frecuencia generalizada de 1 vez por año, siendo que la cantidad de material extraído de cada humedal se calculará mediante la siguiente ecuación genérica:

$$Veg_{(x)} = d_v * A_{T(x)} \quad (123)$$

Donde:

$Veg_{(x)}$ : Vegetación generada total en el humedal (plantas).

$d_v$ : Densidad poblacional de la vegetación (plantas/m<sup>2</sup>).

$A_{T(x)}$ : Área total del humedal (m<sup>2</sup>).

Donde se tiene entonces para cada humedal lo siguiente:

- $Veg_{(HAFSSH)} = 20.944,56$  plantas (o individuos)
- $Veg_{(HAFSSV)} = 8.400$  plantas.
- $Veg_{(HAFSSV \text{ "SF" })} = 9.375$  plantas.

Una vez que se tienen el número de individuos o plantas en cada uno de las opciones de configuraciones de humedales, se plantea el cálculo del peso total de la vegetación generada por cada humedal para así tener una idea del potencial de producción másica vegetal de cada una de las opciones consideradas en el presente documento, esto se ha de realizar tomando en cuenta que según lo mencionado por Velázquez, (2016), la planta de carrizo tiene una masa por individuo de 40,57 g, con lo cual calculamos el peso total producido de masa vegetal mediante la siguiente fórmula genérica:

$$m_{veg(x)} = Veg_{(x)} * m_c \quad (124)$$

Donde:

$m_{veg(x)}$ : Masa de la vegetación generada en el humedal (kg)

$Veg_{(x)}$ : Vegetación generada total en el humedal (plantas).

$m_c$ : Masa del carrizo (kg/planta)

Se tiene entonces para cada humedal lo siguiente:

- $m_{veg (HAFSSH)} = 849,72$  kg
- $m_{veg (HAFSSV)} = 340,78$  kg.
- $m_{veg (HAFSSV \text{ "SF" })} = 380,34$  kg.

Siendo entonces con estos valores que se determina que el que genera menor densidad de vegetación es el humedal artificial de flujo subsuperficial vertical, mientras el que destaca con el mayor potencial de producción de materia prima para lo que compete al ensilaje es el

humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal. Si bien esto no es un factor determinante al momento de elegir la opción más conveniente en términos de diseño y eficiencia, es importante considerarlo como un punto a considerar para la elección de la configuración del sistema de tratamiento más conveniente presentado en este documento.

## 6. ANÁLISIS COMPARATIVO Y EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS.

Puesto que se han planteado tres tipos diferentes de configuraciones de humedales artificiales de flujo subsuperficial como alternativa de tratamiento para las aguas residuales en la cabecera parroquial de Luz de América, siendo estas alternativas las siguientes:

- Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal (HAFSsH).
- Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical (HAFSsV).
- Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés” (HAFSsV “SF”).

Con estas propuestas, se debe evaluar los criterios técnicos y económicos que sean inherentes a cada una de las alternativas, para así, mediante una valoración de todos los aspectos que puedan aportar con un factor a favor o en contra de dichas alternativas, poder tomar una decisión en función de una valorización de dichos criterios en una tabla donde se recopilen los pesos obtenidos de cada criterio considerado (ya sea técnico o económico). Con lo cual en primera instancia se planteará una valorización económica de cada alternativa.

### 6.1 Análisis de precios unitarios de obra.

Para realizar este apartado se han tomado en cuenta los presupuestos y precios referenciales que se ha tomado de la base de datos del gobierno descentralizado del cantón Santo Domingo de los Colorados, mismo al que pertenece la parroquia Luz de América. Estos valores serán considerados dentro del análisis de los precios por unidad de cada partida y luego multiplicado por el número de unidades necesarias para la ejecución del proyecto y a su vez multiplicándose este valor por el valor de cada unidad de valoración. Como dato adicional cabe recalcar, que, dentro de estas partidas presupuestarias, no se reflejan los valores de los predios necesarios para la implementación de los proyectos, puesto que este tipo de procesos son de carácter gubernamental y jurídico, por lo que, en base a lo establecido en la legislación nacional, no se especifican estos rubros dentro del análisis presupuestario del proyecto en sí. Es importante destacar que los valores que se han tomado como referencia están dados para un proyecto con especificaciones diferentes al que se plantea en el presente trabajo, no obstante, son valores que se pueden ocupar para realizar un presupuesto que se ajusta más a la realidad de los precios actuales puesto que estos precios están referidos a un proyecto reciente (2021).

### 6.1.1 Presupuesto de la alternativa 1 (HAFSsH).

Los presupuestos referidos a esta alternativa se resumen en la tabla siguiente:

**Tabla 50.** Análisis de precios unitarios de la alternativa 1 (HAFSsH).

Nº DE PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	VALOR UNITARIO	CANTIDAD	VALOR TOTAL POR PARTIDA (\$)
1	Nivelación y adecuación del terreno	m <sup>2</sup>	1,75	6.981,52	12.217,66
2	Construcción de Tanques Imhoff	u	5.000,00	2,00	10.000,00
3	Excavación de suelo natural Hmax=0-2m	m <sup>3</sup>	2,55	4.641,95	11.836,96
4	compactación mecánica	m <sup>2</sup>	1,01	7.260,78	7.333,38
5	Geomembrana E=1mm	m <sup>2</sup>	8,16	7.260,78	59.247,97
6	GEOTEXTIL NT 1600 T	m <sup>2</sup>	3,58	7.260,78	25.993,59
7	TEE PVC D=16mm	u	65	30	1.950,00
8	Tubería PVC corrugada D=16 mm	m	16,8	887,18	14.904,62
9	YEE PVC D=16mm	u	62,08	12,00	744,96
10	Codo PVC D=mm 90°	u	39,32	5,00	196,6
11	Medio filtrante	m <sup>3</sup>	21,55	6.283,37	135.406,58
12	Suministro de carrizo común ( <i>PHRAGMITES AUSTRALIS SP.</i> )	u	0,9	20.945,00	18.850,5
13	Arquetas de distribución de 1 m <sup>3</sup>	u	300,00	2,00	600,00
14	Desalojo de material escombros/tierra dist max=5km	m <sup>3</sup>	3,63	4.791,95	17.394,77
<b>TOTAL:</b>					<b>\$257.129,07</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

Es importante recalcar que este presupuesto es para una estación de depuración, ya que como se ha explicado en apartados anteriores se propone una proyección tal que, en la fase de ejecución del proyecto, la construcción de dos estaciones de depuración gemelas, con lo cual esta primera alternativa y su presupuesto estaría entonces ascendiendo a un total de \$514.258,232 para las dos estaciones de depuración para la cabecera parroquial de Luz de América.

### 6.1.2 Presupuesto de la alternativa 2 (HAFSsV).

Los valores de las partidas presupuestarias referentes a esta alternativa se resumen en la siguiente tabla:

**Tabla 51.** Análisis de precios unitarios de la alternativa 2 (HAFSsV).

Nº DE PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	VALOR UNITARIO	CANTIDAD	VALOR TOTAL POR PARTIDA (\$)
1	Nivelación y adecuación del terreno	m <sup>2</sup>	1,75	2.800,00	4.900,00
2	Construcción de Tanques Imhoff	u	5.000,00	2,00	10.000,00
3	Excavación de suelo natural Hmax=0-2m	m <sup>3</sup>	2,55	2.800,00	7.140,00
4	compactación mecánica	m <sup>2</sup>	1,01	2.912,00	2.941,12
5	Geomembrana E=1mm	m <sup>2</sup>	8,16	2.912,00	23.761,92
6	GEOTEXTIL NT 1600 T	m <sup>2</sup>	3,58	2.912,00	10.424,96
7	Tubería PVC corrugada D=16 mm	m	16,8	560,00	9.408,00
8	YEE PVC D=16mm	u	62,08	21,00	1.303,68
9	Codo PVC D=mm 90°	u	39,32	5,00	196,6
10	Medio filtrante (Capa D=25mm)	m <sup>3</sup>	20,15	2.800,00	56.420,00
11	Medio filtrante (Capa D= 3/4")	m <sup>3</sup>	31,64	2.800,00	88.592,00
12	Medio filtrante (arena)	m <sup>3</sup>	21,55	2.800,00	60.340,00
13	Sifones	u	24,16	7,00	169,12
14	Suministro de carrizo común ( <i>PHRAGMITES AUSTRALIS SP.</i> )	u	0,9	8.400,00	7.560,00
15	Arquetas de distribución de 1 m <sup>3</sup>	u	300,00	2,00	600,00
16	Desalojo de material escombros/tierra dist max=5km	m <sup>3</sup>	3,63	2.950,00	10.708,5
<b>TOTAL:</b>					<b>\$ 294.465,9</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla 51, el valor de esta alternativa asciende a \$294.465,90, es importante considerar que, en base a lo explicado en el presupuesto de la alternativa anterior, la proyección del costo de las dos estaciones de depuración ascendería entonces a \$588.931,80.

### 6.1.3 Presupuesto de la alternativa 3 (HAFSsV “SF”).

A continuación, se describen los detalles de las partidas presupuestarias que se requieren para la implementación de la tercera alternativa de tratamiento secundario basada en la utilización de humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”:

**Tabla 52.** Análisis de precios unitarios de la alternativa 3 (HAFSSV “SF”).

Nº DE PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	VALOR UNITARIO	CANTIDAD	VALOR TOTAL POR PARTIDA (\$)
1	Nivelación y adecuación del terreno	m <sup>2</sup>	1,75	3.125,00	5.468,75
2	Excavación de suelo natural Hmax=0-2m	m <sup>3</sup>	2,55	4.531,25	11.554,68
3	compactación mecánica	m <sup>2</sup>	1,01	3.250,00	3.282,5
4	Geomembrana E=1mm	m <sup>2</sup>	8,16	3.250,00	26.520,00
5	GEOTEXTIL NT 1600 T	m <sup>2</sup>	3,58	3.250,00	11.635,00
6	Tubería PVC corrugada D=16 mm	m	16,80	485,00	8.148,00
7	YEE PVC D=16mm	u	62,08	15,00	931,20
8	Codo PVC D=mm 90°	u	39,32	6,00	235,92
9	Medio filtrante (Capa D=2-6mm)	m <sup>3</sup>	25,15	4.531,25	113.960,93
10	Medio filtrante (Capa D= 3-20 mm)	m <sup>3</sup>	17,70	4.531,25	80.203,13
11	Medio filtrante (Capa D= 20-60 mm)	m <sup>3</sup>	15,00	4.531,25	67.968,75
12	Medio filtrante (arena)	m <sup>3</sup>	21,55	4.531,25	97.648,44
13	Sifones	u	24,16	5,00	120,80
14	Suministro de carrizo común (PHRAGMITES AUSTRALIS SP.)	u	0,90	3.750,00	3.375,00
15	Arquetas de distribución de 1 m <sup>3</sup>	u	300,00	3,00	900,00
16	Desalojo de material escombros/tierra dist max=5km	m <sup>3</sup>	3,63	3.275,00	11.888,25
<b>TOTAL:</b>					<b>\$443.841,36</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

De igual forma que en los apartados anteriores, se puede observar que el presupuesto para esta alternativa de diseño asciende a \$ 443.841,36, siendo entonces que las dos depuradoras para este tipo de humedales estarían ascendiendo a un valor de \$ 887.682,72.

## 6.2 Evaluación de variables.

Antes de seleccionar una de las alternativas dimensionadas en el presente trabajo, se deben evaluar las variables que se han especificado anteriormente, con lo cual con la finalidad de llevar a cabo una selección de diseño de planta depuradora basada en la utilización de humedales artificiales que se ajuste a las necesidades de depuración para la comunidad de la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América, se han de realizar la evaluación de los siguientes parámetros:

- Eficiencia de depuración (para los contaminantes: DQO, DBO<sub>5</sub>, SS, N<sub>T</sub>, PT).
- Superficie de ocupación de la o las celdas del humedal.
- Costo de ejecución basado en el análisis de precios unitarios.

- Producción de materia vegetal (para proyecto de ensilaje).
- Facilidad de explotación y mantenimiento.

### 6.2.1 Eficiencia de depuración.

Para realizar la valoración de la eficiencia de depuración, se calcula mediante los porcentajes de remoción usados para cada parámetro considerado en el presente trabajo (DQO, DBO<sub>5</sub>, SS, N<sub>T</sub>, PT), con lo cual evaluando sus respectivos porcentajes de remoción se obtiene lo siguiente:

**Tabla 53.** Comparativa de eficiencia de depuración de las alternativas de depuración.

PARÁMETRO	ALTERNATIVA	EFICIENCIA DE REMOCIÓN (%)	ALTERNATIVA MÁS EFICIENTE
DQO	HAFSsH	85	HAFSsV "SF"
	HAFSsV	85	
	HAFSsV "SF"	95	
DBO <sub>5</sub>	HAFSsH	81,27	HAFSsV "SF"
	HAFSsV	95	
	HAFSsV "SF"	98	
SS	HAFSsH	90	HAFSsV "SF"
	HAFSsV	95	
	HAFSsV "SF"	98	
NT	HAFSsH	30	HAFSsV "SF"
	HAFSsV	65	
	HAFSsV "SF"	94,41	
PT	HAFSsH	30	HAFSsH
	HAFSsV	25	
	HAFSsV "SF"	15	

**Fuente:** Elaboración propia.

Como se puede observar quien presenta mayor eficiencia de depuración en términos generales es la alternativa 3 (humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés” HAFSsV “SF”).

### 6.2.2 Superficie de diseño.

En este apartado se pretende evaluar la ocupación del espacio para cada una de las alternativas, siendo que la que tenga menos ocupación de espacio será la más conveniente en términos de ocupación de una superficie determinada, con lo cual obtenemos lo siguiente:

**Tabla 54.** Comparativa de ocupación de espacio de las alternativas de depuración.

TERNATIVA	SUPERFICIE TOTAL DE OCUPACIÓN (m <sup>2</sup> )	ALTERNATIVA CON MENOS OCUPACIÓN DE ESPACIO
HAFSSH	7.002,67	HAFSSV
HAFSSV	2.800,00	
HAFSSV "SF"	3.125,00	

**Fuente:** Elaboración propia.

Siendo entonces que bajo las consideraciones de ocupación de espacio la alternativa del humedal de flujo subsuperficial vertical (HAFSSV), resulta más conveniente.

### 6.2.3 Costo total de implementación.

Se evaluará para esto como alternativa más viable desde el aspecto monetario a la alternativa que resulte con un menos valor en cuanto a su costo total de implementación, teniendo así lo siguiente:

**Tabla 55.** Comparativa de costos de implementación de las alternativas de depuración.

TERNATIVA	COSTO TOTAL (\$)	ALTERNATIVA MENOS COSTOSA
HAFSSH	257.129,07	HAFSSH
HAFSSV	294.465,90	
HAFSSV "SF"	443.841,36	

**Fuente:** Elaboración propia.

Entonces en lo que respecta al presupuesto que ocuparía cada proyecto en base a las distintas configuraciones de humedales consideradas, el que sobresale como la alternativa más viable bajo la perspectiva monetaria es el humedal de flujo subsuperficial horizontal (HAFSSH).

### 6.2.4 Producción de materia vegetal.

Para este caso, se evaluará la alternativa que produzca mayor densidad de materia vegetal tras su poda de mantenimiento (anualmente), esto enfocándose en un aprovechamiento de este material vegetal para la ganadería mediante el proceso de ensilaje del carrizo cortado, teniendo entonces como resultado de esta comparativa, la siguiente tabla:

**Tabla 56.** Comparativa de la producción de materia vegetal de las alternativas de depuración.

ALTERNATIVA	MATERIA VEGETAL PRODUCIDA (kg/año)	ALTERNATIVA CON MAYOR PRODUCCION DE MATERIA VEGETAL.
HAFSsH	849,72	HAFSsH
HAFSsV	340,78	
HAFSsV "SF"	380,34	

**Fuente:** Elaboración propia.

Destacando en este tipo de consideración el humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal como el que más materia vegetal produce, siendo que bajo la conveniencia de un potencial uso de esta materia vegetal para aprovechamiento en un proceso de ensilaje esta es alternativa es la más conveniente.

### 6.2.5 Facilidad de explotación y mantenimiento.

Para evaluar este criterio, se ha planteado una valoración escalonada en la cual se define a un sistema cuyo mantenimiento y operación es sencillo tiene un valor igual a 1, mientras que, si el mantenimiento y operación se torna con una dificultad media, se le da un valor igual a 2, siendo entonces que el grado de mayor dificultad lleva por valor representativo el 3, teniendo entonces:

**Tabla 57.** Comparativa de la complejidad de cada una de las alternativas de depuración.

ALTERNATIVA	FACILIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	ALTERNATIVA CON MENOS OCUPACIÓN DE ESPACIO
HAFSsH	1	HAFSsH
HAFSsV	3	
HAFSsV "SF"	3	

LEYENDA:	
FACIL	1
MEDIA	2
COMPLEJA	3

**Fuente:** Elaboración propia.

### 6.2.6 Selección de la alternativa.

Después de realizada la valoración de cada una de las alternativas de diseño en base a diferentes criterios, se puede escoger la más conveniente, siendo que existe una tendencia similar para el HAFSsH y HAFSsV en cuanto al número de variables consideradas como criterios de evaluación de factibilidad, resultando que en cuanto a la más conveniente el términos de facilidad de explotación, costos y mantenimiento así como la que más produce material vegetal con potencial de aprovechamiento es la alternativa 1 (HAFSsH). Por otro lado, en lo que compete al tema de ocupación de espacio y como la alternativa más eficiente de estas dos en cuanto a la remoción de contaminantes, se destaca la alternativa 2 (HAFSsV).

En base a lo que anteriormente se ha mencionado, se toma la decisión de seleccionar la alternativa 2 como la más conveniente, dado que se ajusta más a las condiciones bajo las que se ha diseñado la EDAR en cuestión, dado que en lo que compete a espacio resulta ser más conveniente, aunque su explotación y mantenimiento es un más complejo que la otra opción viable, se compensa esta deficiencia con el hecho de que es más viable en cuanto a la eficiencia de remoción de contaminantes, además de que su costo que aunque es un poco más elevado que el de la otra alternativa mas viable (HAFSsH), se compensa esto con la diferencia en cuanto a la eficiencia de remoción de contaminantes y su baja ocupación espacial al momento de su implementación.

## 7. CONCLUSIONES.

- Como resultado de lo especificado en el presente trabajo en lo que se refiere a la situación demográfica del lugar donde se pretende realizar, se determinó una población de diseño que ha utilizado como punto de partida para dicho cálculo información brindada por la junta parroquial de agua potable utilizando para la proyección de población de diseño especificaciones que determina la norma técnica INEN. Con lo cual se planteó que en general la población proyectada para el año 2043 será aproximadamente de 4.795 habitantes. De igual manera como parte del levantamiento de información demográfica de la cabecera parroquial de Luz de América, se pudo constatar mediante información proporcionada por el GAD parroquial y visitas programadas las diferentes actividades económicas que se dan en la cabecera parroquial, destacando entre ellas el comercio, agricultura, ganadería y los negocios enfocados a la gastronomía, no obstante existen unas pocas instituciones que se dedican a las actividades de lubricación de automotores y dispensadoras de gasolina, mismas que al estar reguladas bajo la legislación ecuatoriana, tienen como obligación entregar al sistema de saneamiento de la parroquia un agua residual con características de agua residual típicamente urbana, con lo cual no afecta en lo que compete a las concentraciones de llegada de las aguas residuales a la estación de depuración, dado que estas industrias cuentan con sistemas de tratamientos primarios enfocados en la eliminación de aceites y grasas (principales agentes contaminantes de sus aguas).
- Dada la configuración geográfica de la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América misma que divide a la cabecera parroquial en dos partes iguales y con dos estaciones de piscinas de oxidación ineficientes a cada lado de esta división, se ha concluido como una medida viable en términos de diseño el dimensionamiento de una estación de depuración de aguas residuales basada en la utilización de humedales artificiales para la mitad de la población de diseño, misma que será clonada al otro lado opuesto de donde la primera se ha determinado implementar.

- Para la configuración y diseño de cada una de las etapas de tratamiento se ha utilizado información bibliográfica, así como también información que ha proporcionado la junta de agua potable de la cabecera parroquial de Luz de América, teniendo como resultado elementos que, en base a las especificaciones técnicas de diseño adoptadas, cumplen con los requisitos de dimensionamiento. Como resultado de estas dimensiones se concluye que el diseño de la etapa de pretratamiento y tratamiento primario funcionarán de forma óptima basándose en los criterios ya mencionados, con esto se puede realizar un tratamiento secundario que en primera instancia reciba un agua residual más viable para ser tratada en el tipo de tratamiento secundario objeto del presente trabajo (Humedales artificiales).
- El resultado del presente trabajo se traduce en el diseño de tres alternativas de diseño de tratamiento secundario de aguas residuales, con tres diferentes configuraciones siendo estas Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal, vertical y vertical “tipo francés”. Este tipo de diseño de tratamiento secundario proporciona una EDAR con una integración paisajística con el medio donde estos se apliquen, a la vez que resulta más sencilla su operación y mantenimiento en relación con los sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales. Además de los factores anteriormente mencionados, este tipo de sistemas de tratamiento es más aceptado socialmente debido a su naturaleza conservativa con el medioambiente, es por ello por lo que se plantea como el tipo de tratamiento que más se ajusta a la realidad y necesidades de la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América.
- De las tres alternativas de diseño de una estación de depuración de aguas residuales se ha tomado como la opción que más se ajusta a la realidad y necesidades de la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América, la alternativa 2 misma que consiste en un Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical, para la selección de la opción más viable se han utilizado mecanismos de ponderación de factores que determinen la viabilidad de la aplicación de cada alternativa, siendo que la alternativa 2 destaca sobre las otras dos puesto que el espacio necesario para su implementación es menor que las otras dos opciones viables, así como su análisis de precios unitarios arrojó valores aceptables para la implementación de este tipo de proyectos, de igual forma en lo que respecta a los porcentajes de depuración cumple con la mayoría de los valores



máximos permisibles y para aquellos que no se cumplen, este tipo de humedales permite el diseño de otro humedal de una configuración igual como tratamiento terciario. Con lo cual, en base a lo anteriormente explicado, la alternativa 2 se seleccionó como la más viable para implementar en las dos estaciones depuradoras gemelas que se pretende aplicar en la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América.

- Realizando el diseño de las tres alternativas consideradas en el presente trabajo, se logró aplicar la información recopilada a lo largo de la formación académica del Master Universitario en Ingeniería Hidráulica y Medioambiente, con especialización en Tratamiento de aguas, con lo cual se puede concluir que se logró cumplir con los objetivos de aprendizaje para los cuales el trabajo en cuestión fue realizado, teniendo en cuenta que se pudo reconocer las principales limitaciones y alcances de cada una de las alternativas, así como sus ventajas y desventajas de la aplicación de estas.



## 8. RECOMENDACIONES.

- La estación de depuración que se ha diseñado en todas sus alternativas, se contempla que su funcionamiento sea a gravedad, puesto que las condiciones del terreno sobre el que se pretende aplicar dicho diseño se presta para este tipo de funcionamiento y no genere así un consumo energético de ningún tipo para el movimiento del agua residual, no obstante, algunos de los elementos de depuración (en su mayoría elementos del pretratamiento y tratamiento primario) requieren un monitoreo periódico, con lo cual se recomienda un monitoreo semanal de estos elementos, así como limpiezas planificadas de las rejillas en el canal de desbaste cada dos semanas. Esto se logrará contemplando la implementación de un sistema de control basado en fichas técnicas de revisión tras cada mantenimiento de los equipos.
- Como producto de la primera etapa de tratamiento (tratamiento primario), se recogen los lodos procedentes de este proceso, con lo cual en pro de generar un aporte a lo que se conoce como economía circular, se recomienda aprovechar este tipo de lodos para uso agrícola como abono, ya que este presenta una cantidad de nutrientes y materia orgánica con potencial de uso agrícola en cultivos adyacentes a la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América, como consecuencia del uso de este tipo de lodos previamente estabilizados en las eras de secado se generarán cultivos más productivos y una mejora sustancial del suelo en el que aplique este abono.
- La alternativa seleccionada en el presente trabajo, presenta una remoción óptima de los principales agentes contaminantes que se han considerado en el diseño de la misma, no obstante no se logra cumplir con los límites de vertidos en lo que respecta al nitrógeno y fósforo total, con lo cual en lo que compete a la eliminación del nitrógeno se recomienda dimensionar un humedal a continuación del que ya se ha dimensionado, puesto que según Serrano & Corzo Hernández, (2008), sostiene que los humedales de flujo subsuperficial verticales se pueden adaptar a una configuración de dos sistemas de humedales consecutivos que compartan la misma configuración u otra configuración distinta. De esta forma se asegurará la eliminación del nitrógeno total



hasta alcanzar el umbral para cumplir las legislaciones ecuatoriana y española en lo que compete al contaminante ya mencionado.

- En lo que respecta a la eliminación del fósforo total, se recomienda dimensionar una unidad extra a parte de lo que ya se ha recomendado en el punto anterior, dado que para la remoción del fosforo total es un proceso que en comparación a lo que se ha tratado en este trabajo es algo más complejo, con lo cual es importante tomar en cuenta la posibilidad de un proceso adicional que garantice que los niveles de fósforo total cumplan con la normativa vigente, dado que el destino final del efluente después de los procesos de depuración pertinentes es un cuerpo de agua colindante con la propia EDAR en ambos casos (Dado que se consideran dos estaciones de depuración gemelas para la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América).

## 9. BIBLIOGRAFÍA.

- Alianza por el Agua. (2008). *Manual de Depuración de aguas Residuales Urbanas*. ARPIrelieve.
- Amestyj. (2021). *El ensilaje como método de conservación de forrajes Parte II / Tipos de silos y elaboración*. HiveBlog.
- Basantes, E. (2018). *DISEÑO DE UN SISTEMA DE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA COMUNIDAD DE ALACAO, PROVINCIA DE CHIMBORAZO, ECUADOR*.
- Castillo, F., & Días, H. (2022). *DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES Y VALIDARLO MEDIANTE UN SOFTWARE DE SIMULACIÓN Y OPTIMIZACIÓN PARA LA PARROQUIA CRUCITA, PORTOVIEJO-MANABI*. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA.
- Chavez Vera, I. (2017). *Diseño e implementación de un sistema de tratamiento de Aguas Residuales*. Dominio de las Ciencias.
- Cristina Abarca Cuenca. (2015). *DISEÑO DE UNA LÍNEA DE FANGOS INCLUYENDO ULTRASONIDOS PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LA DIGESTIÓN ANAEROBIA (100.000 He)*.
- David Nuevo. (2023, November). *Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales*.
- Delgadillo, O., Camacho, A., Luis, •, Pérez, F., & Andrade, M. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*.
- Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O., & Von Sperling, M. (2017). *TREATMENT WETLANDS*.
- EMAAP-Q, E. M. de A. P. y A. de Q. (2009). *NORMAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE LA EMAAP-Q*.
- Ferrer Polo, J., & Seco Torrecillas, A. (2005). *Tratamiento físicos y químicos de aguas residuales*. Universitat Politècnica de Valencia.
- GAD Parroquial, R. L. de A. (2019). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Luz de América*. [www.luzdeamerica.gob.ec](http://www.luzdeamerica.gob.ec)
- García, M. E., Pérez, J. A., & Generalidades, L. (2016). *AGUAS RESIDUALES. COMPOSICIÓN*.
- Hernandez, C., & Monerris, M. (2023). *Guía didáctica para el diseño de humedales artificiales. GUÍA DIDÁCTICA PARA EL DISEÑO DE HUMEDALES ARTIFICIALES*.
- INEC, I. N. de E. y C. (2010). *Promedio de Personas por Hogar 2* . .
- Iñiguez, C. (2021a). *Diseño de una planta piloto de filtros naturales para aguas residuales domésticas*.
- Iñiguez, C. (2021b). *Diseño de una planta piloto de filtros naturales para aguas residuales domésticas*.

- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (1997). *Código de práctica para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural.*: Vol. CPE INEN 5 (1st ed.).
- Kadlec, R. H., & Wallace, S. D. (2009). *Treatment wetlands*. CRC Press.
- Lander Rodríguez de Jorge. (2020, October 21). *El proceso de tratamiento de aguas residuales y eliminación de contaminantes emergentes*.
- MAATE. (2015). *NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES : RECURSO AGUA*.
- Martín, G., Juana, R., Betancort, R., Juan, S., Rodríguez, B., Peñate Suárez, Juan, R., Pidre, B., & Isabel. (2006). *Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población Mejora de la calidad de los efluentes*.
- MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, T. Y. M. A. 7159. (1996). *REAL DECRETO 509/1996*.
- OPS, O. P. de la S. (2005). *GUÍA PARA EL DISEÑO DE TANQUES SÉPTICOS, TANQUES IMHOFF Y LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN*.
- Ortega de Miguel, Enrique. (2010). *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*. Ministerio Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.
- PALACIOS, J. (2023). *DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES BASADA EN HUMEDALES ARTIFICIALES PARA LA COMUNIDAD LA VICTORIA UBICADA EN LA PARROQUIA RURAL DE PABLO ARENAS – ECUADOR*.
- PROAIN. (2020, October 8). *QUE ES EL ENSILAJE Y CUAL ES EL PROCESO DE ELABORACIÓN*.
- Rivera, A., & Arévalo, S. K. (2015). *DIMENSIONAMIENTO DE UN HUMEDAL ARTIFICIAL COMO ALTERNATIVA PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI*.
- Seoánez Calvo, M. (1999). *Aguas residuales: Tratamiento por humedales artificiales. Fundamentos científicos. Tecnologías. Diseño* (Mundi-Prensa).
- Serrano, J. G., & Corzo Hernández, A. (2008). *Depuración con Humedales Construidos*.
- Soto Fuster, J. L. (2016). *Estudio de aplicabilidad de humedales artificiales para la mejora de la calidad de las aguas en los meandros abandonados del río Segura*.
- Velasco, J. (2017). *MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES UBILLUS*.
- Velázquez, Y. (2016). *El papel de la vegetación helofítica en la calidad del agua del lago de laminación del campus de castelldelfels*. Universitat Politècnica de Catalunya.



## 10. ANEXOS.

Anexo 1. Documentación formal que constata la información recopilada por parte de la Junta administradora de agua potable y saneamiento "LUZ DE AMÉRICA"

 **JUNTA ADMINISTRADORA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO "LUZ DE AMÉRICA"**  
R.U.C.: 2390032571001

Luz de América, 10 de Octubre del 2023.  
OFICIO No. 2023-023-JAAPS.LA.

Ingeniero  
Carlos Adrián Intriago Zambrano.  
Presente.-

De mi consideración:

Reciba un cordial saludo de quienes conformamos la Junta Administradora de Agua Potable y Saneamiento Luz de América, perteneciente a la cabecera Parroquial de la parroquia rural Luz de América, a la vez que extendemos nuestros sinceros deseos de éxitos en sus actividades diarias.

Dando contestación a lo requerido en la reunión del día 27 de julio de 2023, en la que participaron la mesa directiva de la Junta Administradora de Agua Potable y Saneamiento Luz de América y su persona, teniendo como resultado que en aras de realizar el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales basada en la utilización de humedales artificiales para la cabecera parroquial de la parroquia Luz de América nos ha solicitado a nosotros la información necesaria para llevar a cabo dicho proyecto, me permito entonces entregar a usted la siguiente información:

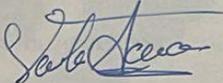
Número de acometidas registradas:  
892  
Viviendas registradas con servicio de alcantarillado:  
331  
Viviendas que realizan descarga en pozos ciegos:  
561

De igual forma nos permitimos facilitar a usted la información pertinente de las dos piscinas de oxidación con las que cuenta la cabecera parroquial, concretamente la ubicación geográfica:

Ubicación geográfica de piscinas de oxidación en el barrio Eloy Alfaro, coord: 0,40496°S; 79,30627°O, Altitud: 143 msnm. Ubicación geográfica de piscinas de oxidación en el barrio Bellavista. coord: 0,40760°S; 79,30181°O, Altitud: 145 msnm

Sin más, anticipo mis agradecimientos y constato mis sinceros deseos de éxito en este y todos los proyectos que tenga por delante.

Atentamente

  
Lcda. Lida Valle Acaro  
PRESIDENTA SALIENTE J.A.A.P L-A.  
C.C 1103264170  
Telf: 0988862980

 Km 23 Vía Santo Domingo a Quevedo Telf. 2722-311  
 aguapotable\_luzdeamerica@hotmail.com

Anexo 2. Esquema sencillo de ocupación espacial de cada una de las opciones consideradas para los barrios Bellavista y Eloy Alfaro.



**LEYENDA:**

- : ENTRADA/ SALIDA DE AGUA A LA EDAR.
- : CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS DE LA EDAR
- : FLUJO DEL AGUA PROBLEMA EN LA EDAR.
- : PRETRATAMIENTO.
- : TRATAMIENTO PRIMARIO.
- : CELDA DEL HUMEDAL.
- : ERAS DE SECADO.
- : ÁREA DE ENSILAJE.

NOTA: El presente plano, es un bosquejo sencillo que da una idea de como quedaría implementado el proyecto dentro del espacio designado, aunque no se encuentra a escala, da una idea general de la ocupación de espacio de cada una de las alternativas consideradas.

Alternativa 1: Humedal de artificial de flujo subsuperficial horizontal (HAFsSH)



Alternativa 2: Humedal de artificial de flujo subsuperficial vertical (HAFsSV)



Alternativa 3: Humedal de artificial de flujo subsuperficial vertical "Sistema Frances" (HAFsSV)



<b>UNIVERSIDAD POLITÈCNICA DE VALÈNCIA</b>					
 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	<b>NOMBRE DEL PROYECTO:</b>		DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES, BASADA EN LA UTILIZACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES EN LUZ DE AMÉRICA-SANTO DOMINGO-ECUADOR.		
	<b>UBICACIÓN:</b>	Barrios Eloy Alfaro y Bellavista, cabecera parroquial de la parroquia rural Luz de américa, Santo Domingo , Ecuador.			
	<b>COORDENADAS:</b>	0,40496°S; 79,30627°O	<b>FECHA:</b>	10/10/2023	<b>PÁGINA:</b>

Anexo 3. Esquema sencillo de ocupación espacial de cada una de las opciones consideradas para el barrio Crucita.



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA**



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

**NOMBRE DEL PROYECTO:**

DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES, BASADA EN LA UTILIZACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES EN LUZ DE AMÉRICA-SANTO DOMINGO-ECUADOR.

**UBICACIÓN:**

Barrios Crucita, cabecera parroquial de la parroquia rural Luz de américa, Santo Domingo , Ecuador.

**COORDENADAS:**

0,40760°S; 79,30181°O

**FECHA:**

10/10/2023

**PÁGINA:**

2/2