

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN PAÍSES EN VÍAS DE
DESARROLLO Y SU APLICACIÓN A ÁREAS RURALES DEL ECUADOR. CASOS DE
ESTUDIO.

AUTORA:

OLGA MARIA CAZA BARCIA

DIRECTOR: ING. FERNANDO CASTRO CARRERA

QUITO, AGOSTO 2023

ÍNDICE

ÍNDICE	i
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN	x
ABSTRACT.....	xi
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Justificación.....	2
1.3 Objetivos.....	3
1.4 Alcance.....	3
2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS GENERALES SOBRE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	4
2.1 Características de las aguas residuales.....	4
2.1.1 Características físicas de las aguas residuales.....	6
2.1.1.1 Sólidos.....	6
2.1.1.2 Temperatura.....	7
2.1.1.3 Color.....	7
2.1.1.4 Olor.....	7
2.1.1.5 Turbiedad.....	8
2.1.2 Características químicas de las aguas residuales.....	8
2.1.2.1 pH.....	8

2.1.2.2	Alcalinidad.....	8
2.1.2.3	Proteínas, carbohidratos y lípidos.....	9
2.1.2.4	Nitrógeno.....	9
2.1.2.5	Fósforo.....	10
2.1.2.6	Oxígeno disuelto (OD).....	10
2.1.2.7	Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).....	10
2.1.2.8	Demanda química de oxígeno (DQO).....	11
2.1.2.9	Carbono orgánico total.....	11
2.1.3	Características biológicas de las aguas residuales.....	11
2.1.3.1	Bacterias coliformes.....	12
2.1.3.2	Escherichia coli.....	12
2.2	Tipos de tratamiento de aguas residuales.....	12
2.2.1	Tratamiento preliminar.....	13
2.2.1.1	Tamizado.....	14
2.2.1.2	Dilaceración.....	14
2.2.1.3	Desarenado.....	14
2.2.1.4	Desengrasado.....	15
2.3	Tratamiento primario de aguas residuales domésticas.....	15
2.3.1	Sedimentación.....	15
2.3.2	Coagulación.....	16
2.3.3	Floculación.....	17
2.4	Tratamiento secundario de aguas residuales domésticas. Tratamientos naturales de aguas residuales.....	17
2.4.1	Tratamiento aerobio.....	17
2.4.2	Tratamiento anaeróbico.....	18

2.4.3	Microorganismos adheridos.....	19
2.4.4	Microorganismos suspendidos.....	19
2.4.5	Lodos activados.	20
2.4.6	Filtros percoladores.....	21
2.4.7	Contactores biológicos rotativos (RBC).....	21
2.4.8	Lagunas de estabilización.	22
2.4.8.1	Lagunas anaerobias.....	22
2.4.8.2	Lagunas facultativas.	23
2.4.8.3	Lagunas de maduración.	23
2.5	Tratamiento terciario de aguas residuales domésticas.	23
2.5.1	Cloración.....	24
2.5.2	Ozonización.	24
2.5.3	Radiación ultravioleta.	24
2.5.4	Filtración por membranas.	25
2.6	Estándar de calidad del agua residual para la descarga.....	25
3	DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN DE LA DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES	28
3.1	Descripción de la situación de la depuración de aguas residuales en Ecuador	28
3.1.1	Coberturas de agua y saneamiento.....	28
3.1.1.1	Estrategia Nacional de Agua Potable y Saneamiento (ENAS).....	28
3.1.1.2	Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).	29
3.1.1.3	Agencia de Regulación y Control del Agua (ARCA).	31
3.1.1.4	Tratamiento de aguas residuales.....	31
3.1.2	Sistemas de alcantarillado y sistemas de eliminación de excretas.....	34
3.1.3	Sistemas de depuración existentes.	35

3.1.4	Contaminación de cuerpos hídricos.	37
3.1.5	Salud pública asociada a la contaminación del agua.	39
3.2	Sistemas de depuración implementados a nivel internacional.	41
3.2.1	Sistemas de depuración implementados en países desarrollados.	41
3.2.2	Sistemas de depuración implementados en países en vías de desarrollo.	43
4	REVISIÓN DE LITERATURA SOBRE TRATAMIENTOS NATURALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES.	44
4.1	Aplicación en el terreno	44
4.2	Sistemas de macrófitas.	47
4.3	Humedales artificiales.	50
4.4	Lagunas de estabilización.	53
4.5	Tratamiento in situ.	55
5	ESTUDIOS DE CASO.	59
5.1	Estudio de caso sobre aplicación en el terreno.	59
5.2	Estudio de caso sobre sistemas de macrófitas.	61
5.3	Estudio de caso sobre humedales artificiales.	64
5.4	Estudio de caso sobre lagunas de estabilización.	67
5.5	Estudio de caso sobre tratamiento in situ.	69
6	ANÁLISIS DE LA APLICABILIDAD A ÁREAS RURALES Y PEQUEÑOS MUNICIPIOS DEL ECUADOR.	72
6.1	Segmentación geográfica y disponibilidad actual de sistemas de depuración.	72
6.2	Tecnología apropiada.	86
6.3	Condiciones de aplicabilidad.	92
6.3.1	Temperatura del agua residual.	92

6.3.2	Disponibilidad de espacio.	94
6.3.3	DBO ₅ del agua residual doméstica cruda.....	95
6.3.4	Permeabilidad del suelo.	96
6.4	Análisis de la viabilidad de la aplicación.	99
6.4.1	Temperatura del agua residual.	100
6.4.2	DBO ₅ del agua residual doméstica cruda.....	101
6.4.3	Permeabilidad del suelo.	105
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	109
7.1	Conclusiones.	109
7.2	Recomendaciones.....	110
8	BIBLIOGRAFÍA.....	112
ANEXO 1: SEGMENTACIÓN GEOGRÁFICA Y DISPONIBILIDAD DE SISTEMAS DE DEPURACIÓN.....		
		127
ANEXO 2: TEMPERATURA MEDIA MÍNIMA DEL AIRE DE LOS 27 GAD MUNICIPALES.....		
		141
ANEXO 3: PREDISEÑOS DE SISTEMAS DE DEPURACIÓN SELECCIONADOS.		
		143
ANEXO 4: DISPONIBILIDAD DE ESPACIO EN LOS 27 GAD MUNICIPALES.....		
		195
ANEXO 5: PERMEABILIDAD DEL SUELO.		
		198

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clases de aguas residuales y sus características (Lazcano, 2016).....	4
Tabla 2: Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce (MAE, 2015, p. 21).....	26
Tabla 3: Cobertura de agua potable a nivel urbano regional y rural regional, del año 2014 (SENAGUA, 2016).	28
Tabla 4: Cobertura de saneamiento básico a nivel urbano regional y rural regional, del año 2014 (SENAGUA, 2016).	29
Tabla 5: Resultados del indicador ODS de agua de los años 2016 y 2019 (INEC, 2016; INEC, 2019a).....	30
Tabla 6: Resultados del indicador ODS de saneamiento de los años 2016 y 2019 (INEC, 2016; INEC, 2019a).....	30
Tabla 7: Porcentaje de aguas residuales que ingresaron a las PTAR durante los años 2017- 2021 (INEC, 2018b; INEC, 2019; INEC, 2020; INEC, 2021; INEC, 2022).	33
Tabla 8: Tipos de sistemas de eliminación de excretas utilizados en nuestro país (INEC, 2019b, p.11).....	35
Tabla 9: Información de las PTAR existentes en el DMQ, hasta el año 2020.	36
Tabla 10: Número de casos reportados a nivel regional y provincial de enfermedades transmitidas por agua y alimentos contaminados, desde la semana 01 hasta la semana 33 del año 2022 (MSP, 2022).....	40
Tabla 11: Sistemas de depuración implementados en países desarrollados.	42
Tabla 12: Sistemas de depuración implementados en países en vías de desarrollo.	43
Tabla 13: Concentraciones promedio y desviación estándar de las aguas residuales con pretratamiento (Shah y Hashmi, 2012, p. 5164).....	62

Tabla 14: Concentraciones medias del efluente obtenidas durante cada uno de los seis ensayos realizados (Shah y Hashmi, 2012, p. 5165).	63
Tabla 15: Concentraciones promedio de entrada y salida, y eficiencias de remoción de algunos parámetros de las aguas residuales en el humedal artificial de flujo subsuperficial (Datta et al., 2021, p. 1072).	66
Tabla 16: Concentraciones promedio de las aguas residuales crudas y del efluente del sistema de lagunas de estabilización (Cárdenas et al., 2005).	68
Tabla 17: Concentraciones promedio y desviación estándar de los efluentes del tanque séptico, del filtro anaerobio y del filtro de arena (De Oliveira Cruz et al., 2019, p. 457).	71
Tabla 18: Asignación del nivel de complejidad (MAVDT, 2003, p. 14).	73
Tabla 19: Listado de GAD Municipales con una población urbana futura menor o igual a 2500 habitantes, año 2038.	74
Tabla 20: Condiciones de cobertura de los sistemas de depuración.	76
Tabla 21: Condiciones de funcionamiento de los sistemas de depuración.	77
Tabla 22: Disponibilidad de sistemas de depuración en los 27 GAD Municipales.	78
Tabla 23: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para el sistema de flujo superficial.	87
Tabla 24: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para el sistema de jacinto de agua.	88
Tabla 25: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para el humedal artificial de flujo subsuperficial.	89
Tabla 26: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para las lagunas de estabilización.	90

Tabla 27: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para el sistema de tanque séptico y filtro anaerobio.	91
Tabla 28: Zonas y rangos de temperatura (Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012).....	93
Tabla 29: Fuerza de aguas residuales domésticas en términos de DBO ₅ (Mara, 2003).	95
Tabla 30: Temperatura del agua residual y disponibilidad de espacio para la aplicación de los sistemas de depuración.	97
Tabla 31: DBO ₅ del agua residual doméstica cruda y permeabilidad del suelo para la aplicación de los sistemas de depuración.	98
Tabla 32: Análisis de la condición temperatura del agua residual en los 27 GAD Municipales.	100
Tabla 33: Análisis de la condición DBO ₅ del agua residual doméstica cruda en los 27 GAD Municipales.	102
Tabla 34: Áreas aproximadas necesarias para cada sistema de depuración.	103
Tabla 35: Análisis de la condición disponibilidad de espacio en los 27 GAD Municipales.	104
Tabla 36: Análisis de la condición permeabilidad del suelo en los 27 GAD Municipales...	106
Tabla 37: Análisis de la viabilidad de la aplicación en los 27 GAD Municipales.	107
Tabla 38: Resumen de los resultados obtenidos del análisis de la viabilidad de la aplicación.	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de un sistema de flujo superficial (Crites y Tchobanoglous, 2000, p. 515).	46
Figura 2: Esquema de un sistema con jacinto de agua (<i>Eichhornia crassipes</i>) (Brix, 1993, p.13).	49
Figura 3: Esquema de un humedal artificial de flujo subsuperficial (Metcalf y Eddy, 1995, p.1062).	51
Figura 4: Esquema de una laguna facultativa (Von Sperling, 2007, p .183).	54
Figura 5: Esquema de un sistema de tratamiento in situ convencional (EPA, 2002, p. 4-2).	56
Figura 6: Esquema sistema tanque séptico y filtro anaerobio.	58

RESUMEN

El objetivo principal de la presente disertación es determinar la aplicabilidad de sistemas de depuración de aguas residuales basados en tecnologías apropiadas, en pequeños GAD Municipales rurales de nuestro país, teniendo como referencia estudios de caso de esos sistemas de depuración que han sido desarrollados en pequeñas comunidades de países en vías de desarrollo.

A base de una investigación documental de estudios de caso de sistemas de depuración basados en tecnologías apropiadas, se seleccionaron cinco tipos de sistemas de depuración: sistema de flujo superficial, sistema con jacinto de agua, humedal artificial de flujo subsuperficial, sistema de lagunas anaerobia y facultativa, y tanque séptico con filtro anaerobio, para los cuales a base de la literatura técnica se establecieron condiciones de aplicabilidad para definir preliminarmente la aplicabilidad de estos sistemas en una muestra de 27 GAD Municipales de nuestro país considerados como pequeños y rurales.

Como resultados principales se obtuvo que, en 26 de los 27 GAD Municipales analizados serían aplicables uno o más de los sistemas de depuración analizados antes citados; y, que, el sistema de depuración que resultó ser aplicable en los 26 GAD Municipales fue el humedal artificial de flujo subsuperficial.

ABSTRACT

The main objective of this dissertation is to determine the applicability of wastewater treatment systems based on appropriate technologies in small rural GADM of our country, taking as reference case studies of these wastewater treatment systems that have been developed in small communities of developing countries.

Based on a documentary research of case studies of wastewater treatment systems based on appropriate technologies, five wastewater treatment systems were selected: overland flow, water hyacinth system, subsurface flow wetland, anaerobic and facultative ponds system, and septic tank with anaerobic filter, for which, based on the technical literature, applicability conditions were established to preliminarily define the applicability of these systems in a sample of 27 GADM of our country considered as small and rural.

The main results obtained were that in 26 of the 27 GADM analyzed, one or more of the above mentioned wastewater treatment systems would be appropriate and that the wastewater treatment system that proved to be suitable for the 26 GADM was the subsurface flow wetland.

1 INTRODUCCIÓN.

1.1 Planteamiento del problema.

El tratamiento de aguas residuales tiene como uno de sus principales objetivos el permitir la descarga de efluentes, sin poner en riesgo la salud humana o en peligro los ecosistemas adyacentes (Pescod, 1992). Entre los principales tipos de tratamiento, están los sistemas de tratamiento naturales, los cuales dependen principalmente de procesos naturales para efectuar la depuración de las aguas residuales, por lo cual, se caracterizan por no consumir energía eléctrica, y tener costos bajos de operación y mantenimiento (Crites et al., 2014).

El Programa Mundial de Evaluación de los Recursos Hídricos de las Naciones Unidas (WWAP, por sus siglas en inglés) (WWAP, 2017), estima que a nivel mundial aproximadamente un 80% de las aguas residuales generadas son descargadas sin tratamiento alguno, y, además, añade que en promedio los países de ingresos altos tratan un aproximado del 70% de sus aguas residuales, mientras que en países de ingresos bajos solo un 8% de sus aguas residuales recibe algún tipo de tratamiento. De acuerdo con datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC, 2022) en Ecuador en el año 2021 solo un 22,3% de las aguas servidas generadas ingresaron a las plantas depuradoras. Aunque no se cuenta con datos de las coberturas de tratamiento de aguas servidas a nivel urbano y rural de nuestro país, los datos de cobertura de alcantarillado del año 2010 presentados por la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA, 2016) estiman que la cobertura de alcantarillado a nivel urbano y rural para ese año eran del 71% y del 53,07%, respectivamente.

1.2 Justificación.

La falta de un correcto saneamiento no solamente puede significar un grave peligro para los ecosistemas circundantes, sino que también una grave amenaza para la salud de los habitantes; solamente en los siete primeros meses del año 2019 se contabilizaron 6638 casos de enfermedades transmitidas mediante aguas contaminadas con bacterias y virus, siendo Pichincha la provincia con el mayor número de casos (El Comercio, 2019).

En el Acuerdo Ministerial N° 097-A, publicado en el Registro Oficial N.º 387 se declara en uno de sus apartados “las aguas residuales que no cumplan con los parámetros de descarga establecidos en esta Norma, deberán ser tratadas adecuadamente, sea cual fuere su origen: público o privado” (Ministerio del Ambiente [MAE], 2015, p. 22). Pero el cumplimiento de este precepto antes mencionado está muy distante de cumplirse en las zonas rurales y aun en las urbanas de Ecuador, donde la falta de infraestructura necesaria, de recursos económicos y de conciencia ambiental, acentúa la deficiencia de depuración de las aguas residuales producidas en estos sectores. Es por eso la necesidad de auscultar diferentes métodos de tratamientos, alternativos a los ya convencionales, que puedan ser fácilmente aplicables a áreas rurales o pequeños municipios de nuestro país.

El principal interés de esta investigación es examinar los distintos sistemas de depuración sustentables de aguas residuales que se han implementado satisfactoriamente en países en vías de desarrollo, como los sistemas de aplicación en el terreno, lagunas de estabilización y sistemas de tratamiento in situ. Dichas tecnologías que se han documentado en la literatura científica no necesitan una fuente de energía eléctrica, demandan una baja inversión económica y cumplen con los estándares requeridos; además, se pueden modificar fácilmente para adaptarse a las necesidades de las zonas rurales o pequeños pueblos de Ecuador que carecen de sistemas de depuración, garantizando el bienestar de los residentes de estas comunidades y el resguardo de los entornos circundantes.

1.3 Objetivos.

General.

Determinar la aplicabilidad de métodos sustentables de tratamiento de aguas residuales en países en vías de desarrollo, a pequeñas comunidades y pequeños GAD Municipales del Ecuador.

Específicos.

- Describir los fundamentos teóricos generales sobre depuración de aguas residuales.
- Describir la situación actual de depuración de aguas residuales a nivel nacional e internacional.
- Revisar la literatura técnica concerniente a tratamientos de aguas residuales para pequeñas comunidades.
- Describir casos de estudios exitosos de tratamiento de aguas residuales empleados en pequeñas comunidades.
- Definir la aplicabilidad de los métodos descritos en pequeñas comunidades y pequeños GAD Municipales del Ecuador.

1.4 Alcance.

El presente trabajo de investigación pretende revisar la literatura técnica existente sobre tratamientos de depuración de aguas residuales empleados en países en vías de desarrollo, con énfasis en los métodos de tratamiento naturales empleados particularmente en pequeñas comunidades, y describir estudios de casos de esos métodos de tratamiento, para determinar la viabilidad de su aplicación a áreas rurales y pequeñas comunidades del Ecuador.

2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS GENERALES SOBRE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.

2.1 Características de las aguas residuales.

Smith (2005) define a las aguas residuales o aguas servidas como volúmenes de agua que han sido utilizados, los mismos que en la ciudad pueden ser una combinación de aguas residuales provenientes de diferentes orígenes como de zonas residenciales, comerciales e industriales; estas aguas cuentan con características como son la carga orgánica, sólidos suspendidos, amoníaco, nitratos y contenido de fósforo. Lazcano (2016) clasifica las aguas residuales de acuerdo con su origen, tal como se muestra en la tabla 1 presentada a continuación.

Tabla 1: Clases de aguas residuales y sus características (Lazcano, 2016).

Clases de aguas residuales	Características
Aguas residuales domésticas	Son flujos de agua que contienen excretas eliminadas por la población, desechos de animales domésticos, residuos de actividades domésticas e incluso residuos de alguna que otra industria casera.
Aguas residuales municipales	Son producto de una combinación tanto de origen doméstico, de pequeñas industrias y de establecimientos típicos de las zonas urbanas como centros de diversión nocturna, centros comerciales, oficinas, restaurantes, supermercados y establecimientos varios.
Aguas residuales industriales	Estos tipos de efluentes emanan de las diferentes industrias que por lo general se encuentran en las periferias de las ciudades.
Aguas residuales agropecuarias o agroindustriales	Estos efluentes son resultado de la actividad agrícola, los camales y lugares de almacenamiento de ganado como los establos y granjas avícolas.

Clases de aguas residuales	Características
Aguas residuales de origen minero-metalúrgico	Estos efluentes son considerados los más peligrosos y contaminantes, debido a que están compuestos principalmente de metales pesados como el Pb, Hg, Cd, Zn, etc., y de metaloides como el Sb y el As.
Aguas pluviales	Si bien no son aguas residuales, las aguas pluviales se recolectan en las alcantarillas lo cual puede provocar una crecida de caudal en el sistema de alcantarillado durante temporada de lluvias, por lo cual su aportación debe ser tomada en cuenta tanto para el diseño del alcantarillado y de las plantas depuradoras.

Independientemente del origen que tengan las aguas servidas, estas no siempre se generarán en las mismas cantidades o tendrán la misma calidad; tanto la calidad como la cantidad de las aguas servidas generadas estará en función de varios factores como el comportamiento, estilo y nivel de vida de los habitantes, como de la presencia de industrias (López et al., 2017).

Las características cualitativas de las aguas residuales, ya sean estas de origen doméstico como no doméstico, pueden clasificarse de acuerdo con su composición física, química y biológica (Environmental Protection Agency [EPA], 2002). Von Sperling (2007) señala que al momento de diseñar una planta depuradora se da prioridad a la utilización de parámetros que puedan dar una representación adecuada del potencial contaminante de los efluentes, a través de los cuales se pretende manifestar la calidad de las aguas residuales; estos parámetros se dividen en tres categorías: físicos, químicos y biológicos.

2.1.1 Características físicas de las aguas residuales.

2.1.1.1 Sólidos.

Los sólidos contenidos en las aguas residuales pueden clasificarse de acuerdo con los siguientes parámetros: (a) de acuerdo con su tamaño y estado, (b) de acuerdo con sus características químicas y (c) de acuerdo con su nivel de sedimentación (Von Sperling, 2007).

- **Clasificación de acuerdo con su tamaño y estado.** Las partículas más pequeñas capaces de pasar a través de un papel de filtro de determinadas dimensiones son consideradas “sólidos disueltos”, mientras que aquellas partículas más grandes retenidas en el papel de filtro son consideradas “sólidos suspendidos”; los sólidos disueltos y los sólidos suspendidos también podrían designarse como sólidos filtrables y no filtrables (Von Sperling, 2007).

En una posición intermedia se encuentran los sólidos coloidales, los cuales no son fáciles de detectar mediante el método del papel de filtro, sin embargo, resultados obtenidos mediante este método demuestran que gran parte de los sólidos coloidales son filtrables (Von Sperling, 2007).

Por otro lado, también existe una distribución de los sólidos hecha en base a su tamaño, la cual establece que se denominan sólidos disueltos a aquellos con un diámetro menor a 10^{-3} μm , sólidos coloidales a aquellos que tengan un diámetro entre 10^{-3} μm a 10^0 μm y sólidos suspendidos a aquellos que tengan un diámetro mayor a 10^0 μm (Von Sperling, 2007).

- **Clasificación de acuerdo con sus características químicas.** De acuerdo con esta clasificación los sólidos totales se dividen en sólidos volátiles y sólidos fijos; los sólidos volátiles son la representación de la carga orgánica contenida en los sólidos, mientras

que los sólidos fijos o no volátiles representan la carga inorgánica o mineral (Von Sperling, 2007).

- **Clasificación de acuerdo con su nivel de sedimentación.** Se consideran sólidos sedimentables a aquellos sólidos que logran sedimentarse en un periodo máximo de una hora, consecuentemente la parte de los sólidos que no sedimentan son considerados sólidos no sedimentables (Von Sperling, 2007).

2.1.1.2 Temperatura.

La temperatura de las aguas residuales puede ser un poco más alta que la del agua potable, y varía de acuerdo con las estaciones climáticas del año; es importante hacer recuento de este parámetro debido a que puede influenciar la actividad microbiana, la solubilidad de los gases y también la viscosidad de los líquidos (Von Sperling, 2007).

2.1.1.3 Color.

Basándose en características como el color y olor de las aguas residuales, es posible inferir acerca de su edad; por ejemplo, si las aguas residuales tienen un color grisáceo se dice que estas son recientes, por el contrario, si las aguas residuales ya tienen tiempo, estas se tornarán de un color gris a gris oscuro, rasgo distintivo de las condiciones anaerobias que se fomentan en este tipo de aguas residuales (Metcalf y Eddy, 1995).

2.1.1.4 Olor.

El olor que emanan las aguas servidas puede variar según su estado; en el caso particular de las aguas residuales frescas estas producen un olor casi inofensivo, por el contrario, las aguas residuales sépticas, debido a la descomposición aerobia y anaerobia de la materia orgánica, liberan gases malolientes que son bastante desagradables, gases que significan la presencia de ácido sulfhídrico, amoníaco, escatol, indol acético, entre otros (Lazcano, 2016).

2.1.1.5 Turbiedad.

La capacidad de las aguas residuales para permitir el traspaso de la luz se puede medir a través de la turbiedad; este parámetro también se utiliza como un indicador de la calidad de las aguas residuales vinculado a la materia coloidal y suspendida (Metcalf y Eddy, 1995).

2.1.2 Características químicas de las aguas residuales.

2.1.2.1 pH.

El pH representa el grado de acidez o alcalinidad que dispone el agua y estará condicionado a la cantidad de iones de hidrógeno presentes en el agua; los valores de pH varían entre 0 y 14, siendo el $\text{pH}=7$, el neutro, mientras que valores de pH menores que siete corresponden a un pH ácido y valores de pH mayores que siete corresponden a un pH alcalino (Lazcano, 2016).

Para mantener la vida acuática en los cuerpos hídricos el pH debe mantenerse en un rango entre 5 y 9; tanto un pH muy bajo como uno muy alto pueden afectar la existencia de vida acuática; por ejemplo, en el caso de tener un pH alcalino, esto incrementaría el amoníaco lo cual resultaría tóxico para los peces (Lazcano, 2016).

2.1.2.2 Alcalinidad.

La alcalinidad del agua residual se obtiene como consecuencia del contenido de carbonatos, hidróxidos y bicarbonatos formados principalmente por componentes como el calcio, magnesio, sodio o potasio; tanto el bicarbonato de sodio y el bicarbonato de magnesio son los más comunes en el agua residual y su función principal es intervenir como regulador en los cambios de pH producidos por la adición de ácidos (Metcalf y Eddy, 1995).

2.1.2.3 Proteínas, carbohidratos y lípidos.

Las proteínas, carbohidratos y lípidos conforman casi la totalidad de materia orgánica presente en las aguas residuales, representando aproximadamente un 65%, 25% y 10% respectivamente; en el caso de los carbohidratos y proteínas, estos serán los primeros en digerirse mediante los sistemas de tratamiento, lo cual podría producir acidez y mal olor en las aguas residuales (Lazcano, 2016).

En el caso de los lípidos, constituidos principalmente por los aceites y grasas contenidos en las aguas residuales, es recomendable que sean eliminados lo más pronto posible luego de su ingreso a las plantas depuradoras, debido a los problemas que podrían generar tanto en los procesos operativos como en el mantenimiento de las unidades de tratamiento (Lazcano, 2016).

2.1.2.4 Nitrógeno.

El nitrógeno puede adoptar diferentes formas en los cuerpos de agua y es la forma de este componente la cual puede proveer información referente al estado de contaminación del medio acuático previo a una descarga de aguas residuales, por ejemplo, se dice que la descarga es reciente, si el nitrógeno se encuentra en la forma de nitrógeno orgánico o amoníaco, de no ser reciente el nitrógeno se encontrará en la forma de nitrato (Von Sperling, 2007).

Por lo general, en aguas residuales crudas el nitrógeno se encuentra en forma de nitrógeno orgánico (nitritos y nitratos) y amoníaco, los cuales pueden ser determinados en laboratorio mediante el método Kjeldahl; en pocas palabras, la suma del amoníaco más el nitrógeno orgánico se denominará “nitrógeno total Kjeldahl” y cabe recalcar que a pesar de existir otras formas de nitrógeno estas no tendrán tanta significancia en el diseño de las plantas depuradoras (Von Sperling, 2007).

2.1.2.5 Fósforo.

Debido a que el fósforo es sustancial para el desarrollo de algas, existe mucho interés en restringir los compuestos de fósforo que llegan a los cuerpos hídricos a través de las descargas de aguas servidas domésticas o industriales; las formas más frecuentes en las que se presenta el fósforo en aguas residuales incluyen el ortofosfato, polifosfato y los fosfatos orgánicos (Metcalf y Eddy, 1995).

2.1.2.6 Oxígeno disuelto (OD).

Este parámetro es muy importante, ya que es imprescindible para uno de los procesos vitales de los microorganismos aerobios como es su respiración; además, si se cuenta con cantidades suficientes de oxígeno disuelto, se puede prevenir la emanación de olores fétidos de las aguas residuales (Metcalf y Eddy, 1995).

2.1.2.7 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

El principal efecto de la carga orgánica de las aguas servidas es el decrecimiento de las cantidades de oxígeno disuelto, que se produce debido a los procesos metabólicos empleados por los microorganismos para degradar la materia orgánica, los cuales necesitan de oxígeno para su desarrollo; a través de la cuantificación del consumo de oxígeno será posible inferir acerca del potencial contaminante de las aguas residuales (Von Sperling, 2007).

- **Demanda bioquímica de oxígeno a los cinco días (DBO₅).** La prueba de la DBO₅ consiste en la toma de la muestra de las aguas residuales seguida de la determinación de la concentración del oxígeno disuelto. Cinco días después, procurando que la muestra se haya mantenido hermética y a una temperatura de 20 °C, se determina nuevamente la concentración de oxígeno disuelto y la diferencia de los niveles de oxígeno disuelto entre el día cero y cinco, representará la DBO₅ (Von Sperling, 2007).

- **Demanda bioquímica de oxígeno última (DBO_U).** La demanda bioquímica de oxígeno última (DBO_U) representa una completa estabilización de la materia orgánica, la cual puede llevar varios días (alrededor de 20 días o más) para las aguas residuales domésticas; los resultados obtenidos de la DBO₅ de aguas residuales domésticas típicas pueden ser correlacionados con los de la DBO_U (Von Sperling, 2007).

2.1.2.8 Demanda química de oxígeno (DQO).

A diferencia de la DBO, la prueba de la DQO se encarga de medir el consumo de oxígeno como resultado de la oxidación química de la materia orgánica, los resultados obtenidos son una representación indirecta del nivel de materia orgánica contenida en la muestra (Von Sperling, 2007).

La diferencia principal entre la DBO y la DQO radica en el tipo de oxidación llevado a cabo en la materia orgánica; la DBO se basa en la oxidación bioquímica realizada por los microorganismos en la materia orgánica, mientras que la DQO está relacionada a la oxidación química de la misma (Von Sperling, 2007).

2.1.2.9 Carbono orgánico total.

Se utiliza como otro método para cuantificar la materia orgánica de las aguas servidas y es recomendado principalmente para bajas concentraciones de materia orgánica (Metcalf y Eddy, 1995).

2.1.3 Características biológicas de las aguas residuales.

Las características biológicas sirven para el control de enfermedades vinculadas a organismos patógenos de procedencia humana y, además, tienen un papel fundamental en la depuración de las aguas residuales debido a las bacterias y otros microorganismos que forman parte de los

procesos biológicos de degradación y estabilización de la materia orgánica; entre algunos de los organismos frecuentes están las bacterias, hongos, algas, protozoos y virus (Metcalf y Eddy, 2003).

Los principales organismos indicadores de contaminación fecal son las bacterias coliformes y *E. coli*, que además se usan para los diseños de lagunas de estabilización (Lazcano, 2016).

2.1.3.1 Bacterias coliformes.

Este grupo se divide en coliformes totales y en coliformes fecales, siendo el grupo de coliformes totales, en el cual se incluyen tanto coliformes fecales como no fecales; por lo general, el principal grupo importante de bacterias coliformes para la depuración de aguas residuales, son las bacterias fecales (Mara, 2003).

2.1.3.2 Escherichia coli.

Dado que la *E. coli* es un microorganismo exclusivamente fecal y que, además, su recuento es fácil de obtener a comparación con los coliformes fecales, se recomienda el uso de este parámetro como indicador de contaminación fecal; además, debido a que en la cuantificación de los coliformes fecales se pueden incluir tanto coliformes de origen fecal como no fecal, se prefiere el uso del indicador *E. coli* (Mara, 2003).

2.2 Tipos de tratamiento de aguas residuales.

Las plantas de tratamiento de aguas servidas se construyen esencialmente a partir de una mezcla de unidades de tratamiento basadas en procesos físicos, biológicos o químicos; al hacer uso de la amplia gama de procesos disponibles mediante una combinación adecuada, es posible producir a partir de casi cualquier tipo de agua residual un efluente final que cumpla con los estándares de calidad especificados (Gray, 2004).

Wiki (2007) divide las operaciones de las plantas depuradoras en dos líneas principales de trabajo; estas son la línea de agua donde exclusivamente se trabaja con el afluente residual y la línea de lodos donde se trabaja con los lodos producidos; además, resalta que los tipos de tratamiento que más se emplean en gran parte de las plantas de depuración son: pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario.

Cada uno de los tipos de tratamientos de aguas residuales (tratamiento preliminar, primario, secundario y terciario) se basan principalmente en tratamientos físicos, químicos o biológicos. Entre los principales tratamientos físicos de las aguas residuales se encuentran el cribado, la sedimentación y la filtración (López et al, 2017). En el caso de los tratamientos químicos se encuentran procesos como la coagulación química, la oxidación-desinfección, procesos de oxidación avanzada y el intercambio iónico (Marín, 2013). En cuanto a los tratamientos biológicos se pueden mencionar dos grupos principales, los tratamientos de microorganismos suspendidos y de microorganismos adheridos (Metcalf y Eddy, 2003).

También existen otros dos grupos de tratamiento importantes, que son los tratamientos naturales y los tratamientos con obras civiles; en los tratamientos naturales los procesos de depuración ocurren de manera natural, mientras que en los tratamientos con obras civiles los procesos de depuración se ejecutan consecutivamente a altas velocidades, en varios tanques y reactores; entre algunos ejemplos de tratamientos naturales están los sistemas de aplicación en el terreno, humedales artificiales o sistemas de macrófitas, y por parte de los tratamientos con obras civiles destaca principalmente el proceso de lodos activados (Metcalf y Eddy, 1995).

2.2.1 Tratamiento preliminar.

A través de este tipo de tratamiento se pretende eliminar del agua residual, mediante operaciones físicas y mecánicas, la mayor cantidad de materiales como grasas, aceites, piedras,

botellas, plásticos, etc., que de pasar a las siguientes etapas de tratamiento podrían causar averías en los equipos o afectar el rendimiento de los tratamientos posteriores (Wiki, 2007). .

Entre los procedimientos más empleados como tratamiento preliminar de las aguas residuales, están el tamizado, la dilaceración, el desarenado y el desengrasado (Wiki, 2007).

2.2.1.1 Tamizado.

El objetivo principal del tamizado es la remoción de materiales que por su tamaño podrían entorpecer los tratamientos posteriores; de acuerdo con las dimensiones de los orificios de paso del tamiz, existen dos tipos de tamizado (Wiki, 2007).

- **Macrotamizado:** Posee una abertura de paso superior a 0,2 mm y se utiliza para retener materia en suspensión, residuos vegetales o animales y demás materiales de un tamaño igual o mayor a 0,2 mm (Wiki, 2007).
- **Microtamizado:** Estos tamices están hechos de tela metálica o plástica de malla inferior a 100 micras y se utiliza para retener materia en suspensión de diminuto tamaño (Wiki, 2007).

2.2.1.2 Dilaceración.

Por lo general, los dilaceradores están formados por un tambor giratorio constituido por dientes cortantes, los cuales trituran los sólidos contenidos en las aguas residuales hasta desmenuzarlos, incorporándolos nuevamente al afluente, pero en partículas más pequeñas (Marín, 2013).

2.2.1.3 Desarenado.

Los desarenadores se caracterizan por ser tanques que cuentan con suficiente superficie para inducir la sedimentación natural de las partículas de arena en el fondo del mismo; por lo

general, en el fondo de los tanques de desarenado se localiza un cono concentrador (o similar) a través del cual se evacuarán las arenas; en resumen, a través del desarenado se busca principalmente la remoción de las arenas o de partículas pequeñas de un tamaño por lo general superior a los 0,2 mm, previniendo de esta forma la acumulación de sedimentos en unidades de tratamiento posteriores y, evitando futuros problemas de abrasión y sobrecargas (Marín, 2013).

2.2.1.4 Desengrasado.

Según Marín (2013), por lo general los procesos de desarenado y desengrasado se realizan de manera conjunta; las unidades de desarenado-desengrasado básicamente son un tanque, que en la mayoría de los casos es de forma rectangular, el cual cuenta con difusores de aire ubicados en el fondo que envían burbujas finas de aire hasta la superficie con el objetivo de hacer flotar los aceites y grasas existentes, que son extraídos utilizando un rastrillo extendido por todo lo ancho del tanque ubicado en la parte superior del mismo.

2.3 Tratamiento primario de aguas residuales domésticas.

Pescod (1992) sostiene que los objetivos del tratamiento primario son la remoción mediante sedimentación del material orgánico e inorgánico sedimentable y la eliminación de material flotante a través del rastrillado superficial; además, agrega que luego de este tratamiento se espera el decrecimiento de algunas características de las aguas residuales como la DBO₅, sólidos suspendidos, y grasas y aceites, en porcentajes del 25-50%, 50-70% y del 65% respectivamente.

2.3.1 Sedimentación.

Los tanques de sedimentación primaria pueden ser de forma circular o rectangular, con profundidades de tres a cinco metros y un tiempo de retención hidráulico de dos a tres horas;

tanto los sólidos sedimentados en el fondo del tanque (lodos primarios) como la escoria acumulada en la superficie del tanque son removidos hacia unidades de tratamiento de lodos (Pescod, 1992). Wiki (2007) aclara que en la sedimentación primaria se remueven los sólidos en suspensión de las aguas residuales mediante la acción de la gravedad y, por ende, en este tipo de tratamiento solo se puede aspirar a la remoción de sólidos sedimentables y materias flotantes.

Aunque la mayoría de los sólidos presentes en esta etapa de tratamiento pueden ser eliminados mediante decantación por gravedad, flotación o incluso filtración, aún quedan remanentes los sólidos coloidales los cuales no pueden ser removidos mediante los métodos mencionados anteriormente, por lo cual deben ser removidos a través de procesos físico-químicos como la coagulación y floculación (Wiki, 2007).

2.3.2 Coagulación.

Debido a que los sólidos coloidales tienen cargas superficiales electroestáticas del mismo signo, estos sólidos tienden a repelerse entre sí, impidiéndoles aglomerarse para sedimentarse; por ese motivo es necesario neutralizar las cargas de los sólidos coloidales, las cuales por lo general son negativas, añadiendo al agua electrólitos (coagulantes) como sales de hierro y aluminio que atraen a los sólidos coloidales, y dan paso a la formación de flóculos (Wiki, 2007).

Este tipo de tratamiento químico se efectúa a través de dos mecanismos básicos: neutralización de la carga del coloide e inmersión en un precipitado, el primero consiste en la liberación por parte del electrólito de iones positivos con suficiente densidad de carga para atraer a las partículas coloidales y el segundo utiliza los productos de baja solubilidad creados por los coagulantes para precipitar en conjunto con las partículas coloidales (Wiki, 2007).

2.3.3 Floculación.

La floculación ocurre a partir de la unión de varias partículas coloidales ya neutralizadas; mediante la unión de suficientes partículas neutralizadas podrá formarse un sólido de tamaño y densidad considerable que pueda sedimentarse rápidamente (Wiki, 2007).

Se distinguen dos tipos de floculación: la floculación pericinética y la floculación ortocinética, la primera hace uso del propio movimiento de las partículas (difusión browniana), mientras que la segunda se efectúa a través de la agitación del fluido que contiene a las partículas (Wiki, 2007).

2.4 Tratamiento secundario de aguas residuales domésticas. Tratamientos naturales de aguas residuales.

Por lo general, el tratamiento secundario sigue al tratamiento primario y abarca principalmente la remoción de material orgánico biodegradable disuelto y coloidal (Pescod, 1992). Este tipo de tratamiento se basa principalmente en tratamientos biológicos tanto aerobios como anaerobios; entre algunos de los principales tratamientos secundarios están las lagunas de estabilización, los filtros percoladores, los biodiscos, el proceso de lodos activados, entre otros (Ramalho, 1996).

2.4.1 Tratamiento aerobio.

Este tipo de tratamiento requiere de suficiente tiempo de contacto entre las aguas residuales y los microorganismos heterótrofos, de igual manera de oxígeno suficiente y nutrientes; más de la mitad de la materia orgánica contenida es oxidada durante la absorción biológica inicial, el resto será almacenada como biomasa para ser oxidada más adelante mediante respiración endógena (Metcalf y Eddy, 2003).

En los tratamientos aerobios se pueden encontrar una gran variedad de microorganismos, principalmente las bacterias heterótrofas aerobias las cuales son capaces de producir biopolímeros extracelulares los cuales dan paso a la formación de flóculos biológicos, que pueden ser separados mediante sedimentación por gravedad; otros microorganismos importantes para los tratamientos aerobios son los protozoos, los cuales se encargan de consumir otras bacterias y partículas coloidales (Metcalf y Eddy, 2003).

2.4.2 Tratamiento anaeróbico.

Romero (1999) define el tratamiento anaerobio como la oxidación de la materia orgánica, realizada en completa ausencia de oxígeno libre, con el fin de proveer energía hacia los microorganismos anaerobios para su crecimiento y mantenimiento, e indica que es en el tratamiento anaerobio donde suceden los procesos básicos de descomposición anaerobia como la desnitrificación de nitratos, respiración de sulfatos, hidrólisis y fermentación acetogénica y metanogénica.

Metcalf y Eddy (2003) destacan que el tratamiento anaerobio posee grandes ventajas como una baja generación de biomasa, la recuperación de energía en forma de metano y, además, ha probado ser un tratamiento más rentable en comparación al tratamiento aerobio, en cuestiones de energía, adición de nutrientes y volumen de reactor, y refieren que por lo general este tipo de tratamiento es usado como un pretratamiento o es seguido de algún tipo de tratamiento aerobio.

Entre los principales sistemas de tratamiento anaerobio utilizados para la depuración de aguas residuales están el tanque séptico, tanque Imhoff, filtro anaeróbico, reactor anaeróbico de flujo ascendente y manto de lodos (UASB), reactor de lecho fluidizado y reactor de lecho expandido (Lazcano, 2016).

2.4.3 Microorganismos adheridos.

Los procesos de depuración mediante microorganismos adheridos emplean una biopelícula conformada por microorganismos, material particulado y polímeros extracelulares; esta biopelícula se encontrará adherida a un material de soporte el cual puede ser plástico, rocas u otro tipo de material (Metcalf y Eddy, 2003).

Metcalf y Eddy (2003) clasifican este tipo de tratamiento en tres grupos: microorganismos adheridos no sumergidos, microorganismos suspendidos con película fija y microorganismos adheridos sumergidos.

Como ejemplo de los procesos de depuración con microorganismos adheridos no sumergidos tenemos los filtros percoladores, y para los procesos de tratamiento con microorganismos suspendidos con película fija, Metcalf y Eddy (2003) mencionan la variación del proceso de lodos activados que utiliza material de soporte suspendido en los tanques de aireación y para los tratamientos de microorganismos adheridos sumergidos, destacan a los reactores de lecho empacado de flujo ascendente y de flujo descendente, y también incluyen los reactores de lecho fluidizado que no utilizan clarificación secundaria.

2.4.4 Microorganismos suspendidos.

En la depuración de las aguas residuales a través de microorganismos suspendidos, tal como su nombre lo menciona los microorganismos encargados del tratamiento del afluente se mantienen en suspensión en el líquido mediante métodos de mezcla; por lo general, este tipo de tratamiento necesita una concentración de oxígeno disuelto considerable (condición aeróbica) aunque también se utilizan reactores anaeróbicos con microorganismos suspendidos en especial para la depuración de aguas residuales con altas concentraciones de carga orgánica (Metcalf y Eddy, 2003).

El tratamiento más representativo de este tipo es el de lodos activados, el cual involucra la producción de una masa activa de microorganismos que será la encargada de estabilizar la materia orgánica bajo condiciones aeróbicas; en este grupo también se incluyen otros procesos de tratamiento como las lagunas aireadas y la digestión aeróbica (Metcalf y Eddy, 2003).

2.4.5 Lodos activados.

Romero (1999) describe a los lodos activados como una masa floculante de microorganismos, materia orgánica muerta y material inorgánico, a la cual le caracteriza su capacidad de adsorción de materiales coloidales y suspendidos, e indica que un sistema de lodos activados puede ser reconocido como un medio acuático, el cual es habitado por un sinnúmero de microorganismos, entre ellos las bacterias, hongos, protozoos y metazoos pequeños, comunidad de microorganismos que podrá ser muy variable y dependerá de factores como la naturaleza del suministro alimenticio, concentración del alimento, turbulencia, temperatura, tiempo de aireación y concentración de lodos.

Las bacterias y los protozoos son los organismos más abundantes en los lodos activados; de todos los grupos de microorganismos presentes en los lodos activados, el que más destaca es el de las bacterias debido a su contribución en la estabilización de la materia orgánica y en la formación de la biopelícula de los lodos activados; algunos de los grupos de bacterias más comunes en los lodos activados son *Alcaligenes flavobacterium*, *Bacillus* y *Pseudomonas* (Romero, 1999).

Un sistema convencional de lodos activados está formado por un tanque de aireación y un sedimentador; en el tanque de aireación los microorganismos estabilizarán aerobiamente la materia orgánica de las aguas residuales que ingresan, dentro del tiempo de retención requerido, en dicho tiempo la actividad biológica de los microorganismos pasará por distintas fases de desarrollo; el efluente del tanque de aireación será trasladado al sedimentador para separar el

floc biológico formado del agua residual, mismo que será en parte recirculado al tanque de aireación (Romero, 1999).

2.4.6 Filtros percoladores.

Romero (1999) declara que los filtros percoladores son un proceso de tratamiento diseñado para poner en contacto las aguas residuales con biomasa adherida a un medio de soporte fijo; por lo general, el lecho filtrante es de piedras (también puede ser otro medio natural o sintético que sea altamente permeable) cuyo tamaño podrá variar entre 2,5 y 10 cm, y para la profundidad del filtro se manejará un rango de 1 a 2,5 metros, en promedio 1,8 metros. Estos filtros percoladores deben ser antecidos por un proceso de sedimentación primaria para de esta forma evitar sobrecargar el filtro con sólidos muy pesados (Hopcroft, 2014).

De manera resumida, el proceso de tratamiento mediante filtro percolador comienza con la aplicación del afluente sobre el lecho filtrante para permitir que la materia orgánica contenida sea adsorbida y degradada por los microorganismos de la biomasa adherida al lecho; una vez que las aguas residuales percolen a través del filtro, el efluente será recolectado en el sistema de drenaje ubicado en la parte baja del mismo (Romero, 1999).

2.4.7 Contactores biológicos rotativos (RBC).

Romero (1999) define a los reactores RBC o biodiscos como un sistema de tratamiento biológico secundario, empleado para la depuración de aguas residuales domésticas e industriales biodegradables, que hace uso de crecimientos adheridos o películas fijas que crecen sobre discos en rotación. Los reactores RBC cuentan con una serie de discos ubicados contiguamente entre ellos, hechos de poliestireno o cloruro de polivinilo, los cuales por lo general se encuentran sumergidos en un 40% en los tanques de aguas residuales; estos discos

depuran el afluente mientras giran a una velocidad de 1,0 a 1,6 revoluciones por minuto alrededor del eje horizontal que los sujeta (Metcalf y Eddy, 2003).

2.4.8 Lagunas de estabilización.

Las lagunas de estabilización son estanques grandes poco profundos, en los cuales las aguas residuales crudas son tratadas mediante procesos naturales que involucran especímenes como las algas y las bacterias; a pesar de que las lagunas de estabilización cuentan con tiempos de retención hidráulico largos a comparación con los tratamientos de aguas residuales convencionales, es uno de los métodos de tratamiento más importantes en países en vías de desarrollo donde por lo general, cuentan con suficiente espacio y temperaturas que favorecen el desempeño de las lagunas (Mara, 2003).

Existen tres tipos principales de lagunas de estabilización: anaerobias, facultativas y de maduración (Mara, 2003).

2.4.8.1 Lagunas anaerobias.

Este tipo de lagunas están diseñadas para recibir cargas orgánicas muy altas, por lo cual, no existen zonas aeróbicas en ellas; por lo general, cuentan con profundidades de 2,5 a 4,5 m y sus principales reacciones de tratamiento biológico son la formación de ácido bacteriano y la fermentación de metano (EPA, 2011).

Aunque las lagunas anaerobias son muy eficaces en climas cálidos, también pueden desempeñarse de manera regular en climas fríos, proporcionando al menos una sedimentación primaria; con tiempos de retención relativamente cortos pueden lograr una remoción de la carga orgánica de hasta un 70%, lo cual ayuda a reducir los requerimientos de espacio para las lagunas siguientes (Shilton, 2005).

2.4.8.2 Lagunas facultativas.

Es uno de los tipos de lagunas más comunes y cuentan con profundidades de 0,9 a 2,4 m, donde se forman una capa aeróbica y otra anaeróbica; el desempeño de estas lagunas depende en gran parte de la producción de oxígeno a través de la fotosíntesis de las algas y de la reaireación en la superficie, y por lo general, son utilizadas para la depuración de las aguas residuales municipales crudas de pequeñas comunidades y para el tratamiento primario o secundario de efluentes de pequeñas o grandes ciudades (EPA, 2011).

Las lagunas facultativas pueden ser diseñadas como primarias o secundarias, siendo común que sean utilizadas para el tratamiento de los efluentes de las lagunas anaerobias; su desempeño es mucho mejor en climas cálidos, donde pueden conseguir efluentes con concentraciones de la DBO₅ de hasta 50 mg/l (Pescod y Mara, 1988).

2.4.8.3 Lagunas de maduración.

La principal función de las lagunas de maduración es la remoción de agentes patógenos excretados, principalmente de las bacterias fecales y virus, presentes en el efluente de las lagunas facultativas, de esta manera, se podría alcanzar una calidad del efluente tal que permitiría su reúso; las profundidades típicas de estas lagunas son de un metro, aunque, menores profundidades pueden lograr una mayor remoción de bacterias fecales y virus, debido a una mayor penetración de luz (Mara, 2003).

2.5 Tratamiento terciario de aguas residuales domésticas.

El tratamiento primario y secundario podrían ser capaces de producir efluentes de buena calidad, pero en casos donde la disolución de las aguas receptoras no sea suficiente o donde la calidad del agua se encuentre degradada, será imprescindible el uso del tratamiento terciario; este tipo de tratamiento puede ser utilizado para la reducción de la DBO₅ o de la concentración

de sólidos suspendidos, como también para la remoción de bacterias o patógenos, de esta manera se consigue un estándar de calidad más riguroso, el mismo que sería imposible de obtener solamente mediante el uso del tratamiento primario y secundario (Gray, 2004).

2.5.1 Cloración.

La cloración es uno de los tratamientos terciarios más económicos, el cual puede ser implementado fácilmente y aunque no es efectivo en la remoción de virus, si remueve la mayoría de bacterias; uno de los principales problemas asociados al uso del cloro como desinfectante, es la formación de trihalometanos a partir del cloro residual de los efluentes; los efluentes al ser descargados desde las plantas depuradoras hacia los cuerpos hídricos receptores, podrían permitir la formación de trihalometanos, que son compuestos mortíferos para la vida acuática y cancerígenos para los seres humanos (Hopcroft, 2014).

2.5.2 Ozonización.

El ozono es un poderoso oxidante con propiedades bactericidas parecidas a las del cloro; su uso como desinfectante conlleva mayores ventajas a comparación con el cloro, por ejemplo, destruye las bacterias hasta 3000 veces más rápido que el cloro y, además, su función bactericida se ve afectada mínimamente por los cambios de pH, mientras que el cloro depende en gran medida del pH del agua (Cheremisinoff, 2002).

2.5.3 Radiación ultravioleta.

Este método de desinfección es uno de los más eficaces que existen, pues es capaz de alterar fotoquímicamente el ADN de las células de las bacterias, evitando que estas sigan reproduciéndose; este método de desinfección también puede eliminar aproximadamente el 99% de coliformes fecales y de estreptococos fecales, a través de dosis relativamente bajas de luz ultravioleta (Cheremisinoff, 2002).

2.5.4 Filtración por membranas.

La filtración de las aguas residuales a través de membranas consiste en la remoción de partículas, material coloidal y también componentes disueltos de un tamaño entre 0,0001 a 1,0 μm ; las membranas actúan como una barrera selectiva que permitirá el paso de ciertos componentes y retendrá otros componentes de las aguas residuales (Metcalf y Eddy, 2003).

Los procesos de membrana incluyen la microfiltración (MF), ultrafiltración (UF), nanofiltración (NF), ósmosis inversa (RO), diálisis y electrodiálisis (ED), y es a través de estos procesos que se logra la eliminación de constituyentes de las aguas residuales como: bacterias, virus, sólidos suspendidos totales, turbiedad, ooquistes y quistes de protozoos, macromoléculas coloidales, pequeñas y diminutas moléculas, proteínas y sulfatos (Metcalf y Eddy, 2003).

2.6 Estándar de calidad del agua residual para la descarga.

En el Acuerdo Ministerial No. 097-A, publicado en el Registro Oficial N.º 387, se detalla el Anexo 1 del libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria: Norma de calidad ambiental y descarga de efluentes al recurso agua, que provee los límites máximos permisibles establecidos para descargas en cuerpos de agua dulce (MAE, 2015). En la tabla 2 se detallan los límites de descarga a un cuerpo de agua dulce establecidos en el Acuerdo Ministerial 097-A.

Tabla 2: Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce (MAE, 2015, p. 21).

Parámetros	Expresados como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y grasas	Sust. Solubles en hexano	mg/l	30,0
Alkil mercurio		mg/l	No detectable
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Arsénico total	As	mg/l	0,1
Bario	Ba	mg/l	2,0
Boro total	B	mg/l	2,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,02
Cianuro total	CN	mg/l	0,1
Cinc	Zn	mg/l	5,0
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5
Cloroformo	Ext. Carbón cloroformo ECC	mg/l	0,1
Cloruros	Cl	mg/l	1000
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Cobalto	Co	mg/l	0,5
Coliformes fecales	NMP	NMP/100 ml	2000
Color real	Color real	Unidades de color	Inapreciable en dilución: 1/20
Compuestos fenólicos	Fenol	mg/l	0,2
Cromo hexavalente	Cr ⁺⁶	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	DBO ₅	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/l	200
Estaño	Sn	mg/l	5,0
Fluoruros	F	mg/l	5,0
Fósforo Total	P	mg/l	10,0
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	mg/l	Ausencia
Mercurio total	Hg	mg/l	0,005

Parámetros	Expresados como	Unidad	Límite máximo permisible
Níquel	Ni	mg/l	2,0
Nitrógeno amoniacal	N	mg/l	30,0
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	50,0
Compuestos Organoclorados	Organoclorados totales	mg/l	0,05
Compuestos Organofosforados	Organofosforados totales	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrógeno	pH		6-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos Suspendidos Totales	SST	mg/l	130
Sólidos totales	ST	mg/l	1600
Sulfatos	SO ₄ ⁻²	mg/l	1000
Sulfuros	S ⁻²	mg/l	0,5
Temperatura	°C		Condición natural ± 3
Tensoactivos	Sustancias Activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0

3 DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN DE LA DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

3.1 Descripción de la situación de la depuración de aguas residuales en Ecuador

3.1.1 Coberturas de agua y saneamiento.

3.1.1.1 Estrategia Nacional de Agua Potable y Saneamiento (ENAS).

En la ENAS (Secretaría Nacional del Agua [SENAGUA], 2016), se presentaron datos sobre la cobertura de agua potable y de saneamiento básico de los años 2010 y 2014, utilizando para la cobertura de agua potable a nivel nacional (como a nivel urbano y rural) el indicador número de viviendas con acceso a agua potable por tubería dentro de la vivienda o lote, y en el caso de la cobertura de saneamiento básico se utilizaron dos indicadores: número de viviendas conectadas al alcantarillado (nivel urbano) y número de viviendas conectadas al alcantarillado o fosa séptica (nivel rural).

En el año 2010 la cobertura nacional de agua potable era del 80,43%, mientras que las coberturas urbana y rural de este año fueron del 89,24% y del 64,91%, respectivamente; en cuanto a la cobertura del año 2014, se estimó que la cobertura nacional de agua potable era del 86,40% y adicional a este dato, se calcularon las coberturas regionales tanto a nivel urbano como rural de este año, las cuales se presentan en la tabla 3 (SENAGUA, 2016).

Tabla 3: Cobertura de agua potable a nivel urbano regional y rural regional, del año 2014 (SENAGUA, 2016).

Región	Cobertura de agua	
	Urbano	Rural
Sierra	99,20%	92,16%
Costa	91,19%	57,99%
Amazonía	92,56%	59,35%
Galápagos	98,21%	79,50%

En cuanto al saneamiento básico, en el año 2010 se contaba con una cobertura nacional del 64,51% mientras que las coberturas urbana y rural fueron del 71,00% y 53,07%, respectivamente; por otro lado, para el año 2014 se presentó un aumento de la cobertura nacional de saneamiento básico respecto al año 2010, pasando del 64,51% al 73,10% de cobertura, además de la cobertura nacional también se estimaron las coberturas regionales tanto a nivel urbano como rural de este año, las cuales se presentan en la tabla 4 (SENAGUA, 2016).

Tabla 4: Cobertura de saneamiento básico a nivel urbano regional y rural regional, del año 2014 (SENAGUA, 2016).

Región	Cobertura de saneamiento básico	
	Urbano	Rural
Sierra	94,92%	81,58%
Costa	62,63%	61,70%
Amazonía	75,33%	54,90%
Galápagos	36,91%	90,90%

3.1.1.2 Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

Durante los años 2016 y 2019, el INEC realizó la medición de los indicadores de agua, saneamiento e higiene relacionados a los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS); en el caso del agua se utilizó como principal indicador el porcentaje de la población que utilizan suministros seguros de agua para beber, mientras que para el saneamiento se utilizó como principal indicador el porcentaje de la población que usa servicios de saneamiento básico (INEC, 2016).

El indicador de agua “porcentaje de la población que utilizan suministros seguros de agua para beber” se basa en cuatro características de forma simultánea: el suministro de agua para beber

debe ser básico (tubería/pozo o manantial protegido/agua embotellada o funda), debe percibirse como suficiente para las necesidades, debe estar cerca (dentro de la vivienda/terreno) y estar libre de contaminación fecal (sin bacteria E. coli); por otro lado, el indicador de saneamiento “porcentaje de la población que usa servicios de saneamiento básico” se basa en dos características principales tipo de servicio higiénico adecuado (excusado y alcantarillado, excusado y pozo séptico/pozo ciego, letrina con losa) y exclusividad del servicio (INEC, 2016). En las tablas 5 y 6 se presentan los datos obtenidos para los indicadores ODS de agua y saneamiento en los años 2016 y 2019 (INEC, 2016; INEC, 2019a).

Tabla 5: Resultados del indicador ODS de agua de los años 2016 y 2019 (INEC, 2016; INEC, 2019a).

Año	Nacional	Urbano	Rural
2016	70,1%	79,1%	51,4%
2019	67,8%	76,9%	48,5%

Tabla 6: Resultados del indicador ODS de saneamiento de los años 2016 y 2019 (INEC, 2016; INEC, 2019a).

Año	Nacional	Urbano	Rural
2016	85,9%	88,5%	80,4%
2019	90,7%	92,8%	86,3%

3.1.1.3 Agencia de Regulación y Control del Agua (ARCA).

En otros estudios realizados por la ARCA durante los años 2019 y 2020, donde se recopiló la información proveniente de los prestadores de los servicios públicos básicos de agua potable y saneamiento referente a la prestación de estos servicios, se determinaron las coberturas de los servicios de agua potable y alcantarillado de estos años, pero solo a nivel nacional urbano (ARCA, 2019; ARCA, 2020).

Básicamente, los resultados del indicador cobertura del servicio de agua potable se obtuvieron de la relación del número de viviendas existentes que cuentan con servicio de agua potable dentro del área de cobertura y del número de viviendas existentes dentro del área de cobertura del servicio; y de igual manera, los resultados obtenidos del indicador cobertura del servicio de alcantarillado fueron determinados de la relación del número de viviendas existentes que cuentan con servicio de alcantarillado dentro del área de cobertura y del número de viviendas existentes dentro del área de cobertura del servicio (ARCA, 2019; ARCA, 2020).

De acuerdo con los resultados obtenidos, en el año 2019 se contaba con una cobertura nacional urbana del servicio de agua potable del 83,70%, mientras que de alcantarillado del 64,26%; para el año 2020 las coberturas nacionales urbana de los servicios de agua potable y alcantarillado disminuyeron a un 79,28% y 60,43%, respectivamente (ARCA, 2019; ARCA, 2020).

3.1.1.4 Tratamiento de aguas residuales

De acuerdo con la Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua (LORHUYAA) (2014), el saneamiento ambiental en relación con el agua comprende dos actividades principales que son: el alcantarillado sanitario y el alcantarillado pluvial; en resumen, el alcantarillado sanitario involucra la recolección y conducción de las aguas servidas

hacia las plantas depuradoras, mientras que el alcantarillado pluvial se encarga de la recolección, conducción y disposición final de aguas lluvias. Es necesario agregar que la mayoría de estudios relacionados con la cobertura de saneamiento en nuestro país se limitan a presentar datos de cobertura de saneamiento básico, es decir, solo analizan la cobertura de alcantarillado (recolección y conducción de las aguas residuales) pero no se analiza la cobertura de depuración de las aguas residuales en conjunto; es importante realizar esta aclaración porque a menudo se piensa que una alta cobertura de saneamiento básico significa que todos estos volúmenes de aguas residuales están recibiendo un tratamiento adecuado de acuerdo con la normativa nacional, pero en la mayoría de casos las aguas residuales son descargadas directamente (sin ningún tratamiento) hacia ríos o quebradas.

Los únicos reportes oficiales que podrían ayudar a inferir acerca de la gestión de las aguas residuales a nivel nacional, son los boletines técnicos provenientes de la Estadística de Información Ambiental Económica en Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales-Gestión de Agua Potable y Saneamiento, en dichos boletines se reporta el indicador porcentaje de aguas residuales que ingresan a las plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR), indicador que en resumen, resulta de la relación de los volúmenes mensuales de aguas residuales que ingresan a las PTAR y los volúmenes de ingreso de agua potable que van a la red de distribución (INEC, 2018a). En la tabla 7 se indican los resultados obtenidos para este indicador para los años 2017-2021.

Tabla 7: Porcentaje de aguas residuales que ingresaron a las PTAR durante los años 2017-2021 (INEC, 2018b; INEC, 2019; INEC, 2020; INEC, 2021; INEC, 2022).

Año	Porcentaje de aguas residuales que ingresaron a las PTAR
2017	23,3%
2018	27,3%
2019	22%
2020	22,4%
2021	22,3%

A pesar de que se afirma que los porcentajes de aguas residuales que ingresaron a las plantas depuradoras (presentados en la tabla anterior) reflejan la situación nacional de cobertura de depuración de las aguas residuales en nuestro país, estos datos podrían estar más referidos al panorama urbano dejando totalmente de lado el panorama rural; lo anterior se infiere debido a que en un informe de gestión presentado por la ARCA (2021), entidad que regula y controla la calidad de los servicios públicos relacionados al sector agua, se menciona que aunque la cobertura de saneamiento en Ecuador ha aumentado en los últimos años, estos esfuerzos han estado más dirigidos al sector urbano que al rural, debido a que existe una notable desatención del sector rural por parte de la mayoría de los Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales (GADM).

Por otro lado, el Foro de los Recursos Hídricos (2013) destaca que no existe un diagnóstico detallado del panorama de depuración de las aguas servidas a nivel rural y afirma que, aunque

a nivel rural se cuenta con cobertura de saneamiento básico (alcantarillado, pozo séptico, alcantarillado condominial) la gran mayoría de estos servicios no cuentan con sistemas de depuración. Además de la gran falta de depuración de las aguas servidas a nivel rural, SENAGUA (2016) resalta que, si bien en algunos casos se cuenta con sistemas de depuración a nivel rural, las tecnologías seleccionadas no son ideales para este sector debido a su gran exigencia técnica y costos operativos, por lo cual, proponía como una solución contemplar el uso de tecnologías no convencionales más adaptadas al ámbito geográfico rural.

3.1.2 Sistemas de alcantarillado y sistemas de eliminación de excretas.

En nuestro país existen principalmente dos tipos de alcantarillado, el alcantarillado sanitario a través del cual principalmente se recolectan y conducen las aguas residuales hacia las plantas depuradoras para su tratamiento posterior, y el alcantarillado pluvial el cual se encarga de la recolección, conducción y disposición final de aguas lluvia (LORHUYA, 2014). Cabe recalcar que adicionalmente a estos dos tipos de alcantarillado, existe un tercer tipo de alcantarillado denominado alcantarillado combinado, en el cual se recolectan y conducen tanto las aguas residuales como las aguas lluvia.

Entre los sistemas de eliminación de excretas más utilizados en nuestro país están el excusado y alcantarillado, el excusado y pozo séptico, y el excusado y pozo ciego. Es importante añadir que, de acuerdo con cifras oficiales, en el año 2016 se determinó que a nivel nacional 56,3% de la población utilizaba excusado y alcantarillado, un 24,4% utilizaba excusado y pozo séptico, y un 4,9% utilizaba excusado y pozo ciego (INEC, 2016). En la tabla 8 se da más detalle de los sistemas de eliminación de excretas: excusado y alcantarillado, excusado y pozo séptico, y excusado y pozo ciego.

Tabla 8: Tipos de sistemas de eliminación de excretas utilizados en nuestro país (INEC, 2019b, p.11).

Tipo de sistema de eliminación de excretas	Definición
Excusado y alcantarillado	Existencia de una taza y un sistema de abastecimiento de agua que permite la eliminación de excrementos, mediante arrastre por un sumidero subterráneo servicio público.
Excusado y pozo séptico	Existencia de una taza y un sistema de eliminación de excrementos arrastrados por agua a un pozo o asentador hermético, que normalmente se encuentra bajo tierra, lejos de la vivienda o del inodoro; el mismo que puede o no tener sistema de ventilación.
Excusado y pozo ciego	Cuando existe una taza y los excrementos se eliminan por gravedad en una excavación.

3.1.3 Sistemas de depuración existentes.

De acuerdo con el último boletín técnico proveniente de la Estadística de Información Ambiental Económica en Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales-Gestión de Agua Potable y Saneamiento (INEC, 2022) hasta el año 2021 se aseguraba contar un total de 577 plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) a nivel nacional, las cuales estaban distribuidas en 164 de los 221 GAD Municipales del país; a pesar de que no se entrega una descripción detallada de todos los tipos de sistemas de depuración utilizados, si se menciona el uso de sistemas de depuración como las lagunas de estabilización y los humedales artificiales de flujo subsuperficial.

De acuerdo con información presentada por la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento de Quito (EPMAPS), principal prestadora de servicios de agua potable y

saneamiento del Distrito Metropolitano de Quito (DMQ), hasta el año 2020 el DMQ contaba con aproximadamente 26 PTAR, distribuidas tanto en parroquias urbanas como rurales, y solamente durante el año 2020, estas 26 PTAR trataron un volumen total de 2'851825,68 m³ de aguas servidas (EPMAPS, 2020). En la tabla 9 se presenta información referente a las PTAR con las que contaba el DMQ hasta el año 2020.

Tabla 9: Información de las PTAR existentes en el DMQ, hasta el año 2020.

Nº	Nombre de la PTAR	Sistema de tratamiento	Ubicación (parroquia)	Volumen procesado año 2020 (m ³)
1	Quitumbe	Cribado + desarenador + biorreactor + clarificador + desinfección	Quitumbe	2'205500,03
2	Cochauco	Cribado + desarenador + biorreactor + sedimentador + desinfección	Pifo	76563,05
3	Nono	Cribado + desarenador + planta paquete lodos activados + desinfección	Nono	34480,18
4	Lloa	Cribado + desarenador + biorreactor + sedimentador + desinfección	Lloa	105220,63
5	La Delicia	Cribado + desarenador + planta paquete lodos activados + desinfección	Pacto	10461,79
6	Pinguilla	Cribado + desarenador + planta paquete PAM	Puéllaro	7827,84
7	Anope	Cribado + fosa séptica + FAFA + humedal artificial	Pacto	2817,34
8	Ingapi	Cribado + fosa séptica + FAFA + humedal artificial + desinfección	Pacto	11268,32
9	Gualea Cruz	Cribado + sedimentador + fosa séptica + FAFA	Gualea	8780,96
10	Bellavista	Cribado + desarenador + tanque Imhoff + humedal artificial	Gualea	10929,01
11	La Perla	Cribado + tanque Imhoff + FAFA	Nanegal	9373,39
12	La Calera	Fosa séptica + FAFA	San José de Minas	8743,09
13	Chaquibamba	Cribado + desarenador + fosa séptica + FAFA	Guayllabamba	34498,44
14	Cachuco	Cribado + trampa de grasas + fosa séptica + FAFA	Guayllabamba	16212,31
15	Aloquincho	Desarenador + fosa séptica	Puéllaro	28528,30

Nº	Nombre de la PTAR	Sistema de tratamiento	Ubicación (parroquia)	Volumen procesado año 2020 (m ³)
16	San Luís de Aloguincho	Cribado + Desarenador + fosa séptica	Puéllaro	11700,14
17	Puéllaro	Cribado + desarenador + tanque Imhoff + FAFA + desinfección	Puéllaro	82073,05
18	Chavezpamba	Cribado + desarenador + tanque Imhoff + FAFA + desinfección	Chavezpamba	4512,79
19	Nuevos Horizontes	Cribado + trampa de grasas + fosa séptica + FAFA	Amaguaña	23642,29
20	Ubillus	Cribado + desarenador + fosa séptica + FAFA	Pintag	4882,08
21	Chachi	Tanque Imhoff	Pintag	41728,83
22	Villaflora	Fosa séptica	Pintag	14646,84
23	Yurac	Fosa séptica	Pintag	43611,66
24	Pinantura	Fosa séptica	Pintag	26996,56
25	Sto. Domingo	Fosa séptica	Pintag	15182,64
26	San Juanito	Fosa séptica	Pintag	11644,13

3.1.4 Contaminación de cuerpos hídricos.

El Changjiang Institute of Survey Planning Design and Research (CISPDR) (2016) en conjunto con varias instituciones estatales ecuatorianas presentó un informe en el cual se analizaba la calidad del agua de las nueve demarcaciones hidrográficas que conforman el territorio continental ecuatoriano (sin contar con las Islas Galápagos), las cuales son: Mira, Esmeraldas, Manabí, Guayas, Jubones, Puyango-Catamayo, Napo, Pastaza y Santiago.

Para el análisis de la calidad de las aguas superficiales de las nueve demarcaciones hidrográficas, se utilizó como referencia el Anexo 1 del libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria: Norma de calidad ambiental y descarga de efluentes al recurso agua (MAE, 2015); esta indagación permitió concluir que la región Costa a nivel general contaba

con una baja calidad del agua aunque se destacaba que en la zona sur de esta región la calidad del agua estaba en buenas condiciones; para la Sierra de igual manera se señalaba que esta región contaba a nivel general con una baja calidad del agua pero se añadía que en su zona central se contaba con una buena calidad del agua; y en cuanto a la región Oriental, se destacaba que en las zonas norte y sur la calidad general del agua era baja, pero que en algunas zonas del norte de esta región la calidad del agua era buena; cabe recalcar que aunque en este estudio no se presentaron datos cuantitativos sobre la contaminación de las demarcaciones hidrográficas, se señalaba que entre los principales parámetros que superaban los límites máximos permisibles, se encontraban los metales pesados, coliformes, DBO₅, amonio, cloruros, fluoruros, entre otros (CISPDR, 2016).

Otro aspecto importante para destacar sobre este estudio, es que tanto cada una de las nueve demarcaciones hidrográficas como de las 37 cuencas hidrográficas que las conformaban, tenían como principales causas de contaminación de sus aguas, las descargas directas de aguas residuales domésticas, industriales y/o de los efluentes generados a través de actividades agrícolas o ganaderas (CISPDR, 2016).

El análisis de las fuentes de contaminación de los cuerpos hídricos a nivel regional, concluyó que en la Costa se tenía como principales fuentes de contaminación las aguas residuales generadas por la actividad agrícola característica de esta región y las descargas de aguas residuales domésticas e industriales generadas por algunas ciudades principales como Guayaquil, Portoviejo y Manta; en cuanto a la Sierra también se identificaba contaminación por parte de las actividades agrícolas realizadas, y también por la actividad ganadera desarrollada principalmente a nivel de la provincia de Pichincha, en cuanto a la descarga de aguas residuales domésticas e industriales se identificaban a ciudades como San Miguel de Ibarra, Quito, Latacunga, Ambato, Riobamba y Cuenca, como las principales contaminantes;

por último, en la región Oriental también se identificaba contaminación por la descarga de aguas residuales domésticas y por las aguas residuales generadas a través de la actividad agrícola, especialmente en ciudades como Nueva Loja, Macas y el Pangui (CISPDR, 2016).

3.1.5 Salud pública asociada a la contaminación del agua.

El Ministerio de Salud Pública del Ecuador (MSP) publica semanalmente a través de su Gaceta epidemiológica estadísticas oficiales sobre enfermedades transmitidas por agua y alimentos contaminados con heces fecales u orina; dicho reporte presenta estadísticas sobre los casos notificados a nivel nacional de enfermedades como otras intoxicaciones alimentarias, infecciones debidas a Salmonella, Shigelosis, fiebre tifoidea y paratifoidea, y casos de hepatitis A (Ministerio de Salud Pública, 2022).

Las bacterias, virus o parásitos causantes de estas enfermedades logran penetrar al organismo humano a través del consumo de agua o alimentos contaminados con heces fecales u orina, por ende, estas enfermedades también tienen su origen en la falta de agua potable, saneamiento deficiente y en una mala higiene personal (MSP, 2022).

De acuerdo con el reporte realizado hasta la semana 33 del año 2022, a nivel nacional fueron reportados 4337 casos de otras intoxicaciones alimentarias bacterianas, 600 casos de infecciones debidas a salmonella, 64 casos de Shigelosis, 521 casos de fiebre tifoidea y paratifoidea y 293 casos de hepatitis A (MSP, 2022).

En la tabla 10 se presenta el desglose a nivel regional y provincial de los casos reportados de enfermedades transmitidas por agua y alimentos contaminados hasta la semana 33 del año 2022 (MSP, 2022).

Tabla 10: Número de casos reportados a nivel regional y provincial de enfermedades transmitidas por agua y alimentos contaminados, desde la semana 01 hasta la semana 33 del año 2022 (MSP, 2022).

Provincia		Casos de enfermedades transmitidas por agua y alimentos contaminados									
		Fiebre tifoidea y paratifoidea		Infecciones debidas a salmonella		Shigelosis		Otras intoxicaciones alimentarias		Hepatitis A	
		Absoluto	Relativo	Absoluto	Relativo	Absoluto	Relativo	Absoluto	Relativo	Absoluto	Relativo
Costa	El Oro	11	4,82%	49	28,32%	0	0,00%	89	8,46%	7	9,21%
	Esmeraldas	37	16,23%	15	8,67%	1	8,33%	87	8,27%	9	11,84%
	Guayas	54	23,68%	39	22,54%	8	66,67%	537	51,05%	37	48,68%
	Los Ríos	72	31,58%	23	13,29%	0	0,00%	45	4,28%	0	0,00%
	Manabí	23	10,09%	11	6,36%	2	16,67%	206	19,58%	13	17,11%
	Santa Elena	3	1,32%	29	16,76%	0	0,00%	13	1,24%	3	3,95%
	Santo Domingo de los Tsáchilas	28	12,28%	7	4,05%	1	8,33%	75	7,13%	7	9,21%
Subtotal Costa		228	100%	173	100%	12	100%	1052	100%	76	100%
Sierra	Azuay	20	14,81%	12	5,45%	0	0,00%	156	5,63%	18	13,33%
	Bolívar	5	3,70%	0	0,00%	1	3,23%	89	3,21%	0	0,00%
	Cañar	3	2,22%	46	20,91%	0	0,00%	240	8,66%	5	3,70%
	Carchi	1	0,74%	2	0,91%	1	3,23%	254	9,17%	7	5,19%
	Chimborazo	7	5,19%	8	3,64%	2	6,45%	102	3,68%	7	5,19%
	Cotopaxi	16	11,85%	14	6,36%	7	22,58%	214	7,72%	14	10,37%
	Imbabura	7	5,19%	4	1,82%	1	3,23%	60	2,17%	4	2,96%
	Loja	6	4,44%	92	41,82%	0	0,00%	255	9,20%	5	3,70%
	Pichincha	65	48,15%	38	17,27%	18	58,06%	1294	46,70%	62	45,93%
Tungurahua	5	3,70%	4	1,82%	1	3,23%	107	3,86%	13	9,63%	
Subtotal Sierra		135	100%	220	100%	31	100%	2771	100%	135	100%
Oriente	Orellana	35	22,15%	34	16,43%	13	65,00%	70	14,43%	11	13,75%
	Morona Santiago	67	42,41%	130	62,80%	6	30,00%	79	16,29%	54	67,50%
	Napo	16	10,13%	8	3,86%	0	0,00%	102	21,03%	5	6,25%
	Pastaza	1	0,63%	0	0,00%	0	0,00%	84	17,32%	6	7,50%
	Sucumbíos	33	20,89%	2	0,97%	0	0,00%	22	4,54%	0	0,00%
	Zamora Chinchipe	6	3,80%	33	15,94%	1	5,00%	128	26,39%	4	5,00%
Subtotal Oriente		158	100%	207	100%	20	100%	485	100%	80	100%
Región Insular	Galápagos	0	0,00%	0	0,00%	1	0,00%	29	100%	2	0,00%
Subtotal región Insular		0	0,00%	0	0,00%	1	0,00%	29	100%	2	0,00%
Total nacional		521	100%	600	100%	64	100%	4337	100%	293	100%

3.2 Sistemas de depuración implementados a nivel internacional.

De acuerdo con la Organización Mundial de la Salud (ONU, 2022), hasta el año 2020 solo un 54% de la población mundial (4200 millones de personas) utilizaba un servicio de saneamiento gestionado de manera segura, y aproximadamente un 45% de las aguas residuales domésticas generadas a nivel mundial eran descargadas directamente sin ningún tipo de tratamiento. A continuación, en los siguientes acápites se describe un poco el panorama del tratamiento de las aguas residuales a nivel mundial.

3.2.1 Sistemas de depuración implementados en países desarrollados.

El desarrollo de los países puede ser medido de acuerdo con el Índice de Desarrollo Humano (IDH) desarrollado por el United Nations Development Programme (UNDP), que se determina principalmente en base a dimensiones claves del desarrollo humano de un país y no solamente se enfoca en sus ingresos económicos sino también en indicadores como la expectativa de vida al nacer, los años esperados y promedios de educación, y el producto interno bruto (PIB) per cápita de un país; en pocas palabras mientras más se acerca el IDH de un país al valor de 1,0 más desarrollado se considerará dicho país (UNDP, 2022a). De acuerdo con el último ranking publicado por el UNDP correspondiente al año 2019 países como Alemania, Australia, Singapur, Canadá y Estados Unidos se ubican entre los 20 primeros países con el mayor IDH a nivel mundial (UNDP, 2022b).

Aunque el desarrollo de un país no está sujeto simplemente a sus ingresos económicos, en lo concerniente a la gestión de las aguas residuales los ingresos económicos de un país pueden delimitar de gran manera la cobertura de tratamiento que se da a las aguas residuales generadas; un estudio realizado por Sato et al. (2013) en el cual se analizó la información disponible de algunos países referente a la generación, tratamiento y reúso de sus aguas residuales, sugiere que los países con altos ingresos económicos tratan un promedio del 70% de sus aguas

residuales, mientras que en un extremo mucho más alejado están los países de bajos ingresos económicos los cuales se estiman que solo dan tratamiento a alrededor del 8% de sus aguas residuales generadas. Por lo general, los países con altos ingresos económicos tratan las aguas residuales y los lodos generados a tal punto, que ambos pueden ser reutilizados de manera regulada y planeada; especialmente en países desarrollados y de altos ingresos económicos se identifica esta tendencia a la reutilización de aguas residuales, la cual necesariamente debe estar respaldada por tecnologías de saneamiento y tratamiento efectivas, ya sea como medida contradictoria a la escasez de agua o por otro motivo que es la preservación de los ecosistemas de agua dulce (Mateo-Sagasta et al., 2015). En la tabla 11 se hace un recuento de algunos de los sistemas de depuración utilizados para tratamiento primario, secundario y terciario en países considerados como desarrollados como Alemania, Australia, Canadá, Estados Unidos y Singapur (UNDP, 2022b).

Tabla 11: Sistemas de depuración implementados en países desarrollados.

País	Tipo de tratamiento			
	Primario	Secundario	Terciario	Referencias
Alemania	Tanques de sedimentación	Lodos activados convencionales (tanques aireados y tanques de sedimentación), filtros percoladores	Utilización de precipitantes con tanques de floculación y sedimentación	BMUV, 2022
Australia	Tanques de sedimentación	Lodos activados con secuencia (A ² /O), lagunas aireadas con decantación intermitente (IDAL)	Cloración, filtros, membranas (osmosis inversa), radiación ultravioleta	Sydney Water, 2022
Canadá	Tanques de sedimentación	Lodos activados convencionales (tanques aireados y tanques de sedimentación), lodos activados con alimentación escalonada	Cloración, filtros, radiación ultravioleta	City of Calgary, 2022; City of Hamilton, 2022
Estados Unidos	Tanques de sedimentación	Lodos activados convencionales y con variaciones (alimentación escalonada, secuencia A/O, proceso modificado de Ludzack-Ettinger [MLE])	Cloración, filtros, ozonización, membranas	MWRDGC, 2022; NYC-EP, 2022; LACSD, 2022
Singapur	Tanques de sedimentación	Lodos activados convencionales (tanques aireados y tanques de sedimentación)	Membranas (microfiltración/ultrafiltración, ósmosis inversa), radiación ultravioleta	PUB-Singapore's National Water Agency, 2022

3.2.2 Sistemas de depuración implementados en países en vías de desarrollo.

Se estima que los países en vías de desarrollo o pertenecientes a las categorías de ingresos bajos, medios bajos y medios altos solo dan tratamiento a un aproximado del 8%, 28% y 38% de sus aguas residuales, respectivamente; esto teniendo en cuenta que estas cifras podrían representar un escenario demasiado favorable debido a que gran cantidad de países en vías de desarrollo no reportan información acerca del manejo de sus aguas residuales, lo cual dificulta de igual manera los esfuerzos de mejorar el tratamiento de las mismas (Sato et al., 2013). En la tabla 12 se mencionan algunos de los sistemas de depuración utilizados para tratamiento primario, secundario y terciario en países en vías de desarrollo como Bolivia, India, Perú, México y Brasil, los cuales a diferencia de los países desarrollados ni siquiera alcanzan a ocupar los 50 primeros puestos del último ranking publicado por el (UNDP, 2022b).

Tabla 12: Sistemas de depuración implementados en países en vías de desarrollo.

País	Tipo de tratamiento			Referencias
	Primario	Secundario	Terciario	
Bolivia	Tanque Imhoff, lagunas anaerobias	Filtro anaeróbico, lagunas facultativas	Lagunas de maduración	Cossio et al., 2018
India	Tanques de sedimentación	Biorreactores, reactores anaerobios con deflectores, filtros biológicos, filtros anaerobios,	Lagunas de maduración	Geetha et al., 2022
Perú	Tanque de sedimentación, tanque Imhoff, tanque séptico	Lodos activados, lagunas anaerobias junto a lagunas facultativas, lagunas anaerobias junto a lagunas aireadas	Cloración, filtros de arena, lagunas de maduración, membranas (microfiltración), radiación ultravioleta	SUNASS, 2016
México	Tanque de sedimentación, tanques anaerobios	Lodos activados convencionales, filtros biológicos, lagunas aireadas, reactores tipo RAFA, humedales artificiales, zanjas de oxidación	Cloración, membranas (microfiltración/ultrafiltración, osmosis inversa), radiación ultravioleta	CONAGUA, 2020
Brasil	Tanques de sedimentación, lagunas anaerobias	Lodos activados convencionales, reactores UASB, filtros percoladores, lagunas facultativas, humedales artificiales	Lagunas de maduración, membranas	Komolafe et al., 2021; Prefeitura de São Paulo, 2019; Von Sperling, 2016

4 REVISIÓN DE LITERATURA SOBRE TRATAMIENTOS NATURALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES.

De acuerdo con Moreno (2003) los tratamientos naturales son aquellos tratamientos que emplean únicamente el medio natural para degradar los agentes contaminantes de las aguas servidas; en cuanto a los tipos de tratamientos naturales menciona principalmente dos tipos de tratamiento generales, aquellos que son de aplicación directa sobre el terreno y los métodos acuáticos.

Estos tratamientos naturales se caracterizan por necesitar poco personal para su mantenimiento, bajo consumo energético y una reducida producción de lodos, y aunque sus beneficios le supondrían gran ventaja sobre los tratamientos convencionales, también cuentan con algunos limitantes como que su utilización supone una mayor superficie de terreno disponible que los métodos convencionales (aproximadamente entre 4 y 40 m² por habitante equivalente) y además que el uso de estos tratamientos solo es aplicable en efluentes totalmente degradables, lo cual restringe su uso en gran manera (Moreno, 2003).

A continuación, en los siguientes acápites se presentan aspectos como la descripción, el proceso de depuración, los criterios de diseño, entre otros, de algunos de los sistemas de tratamiento naturales más destacables como los sistemas de aplicación en el terreno, macrófitas, humedales artificiales, lagunas de estabilización y sistemas de tratamiento in situ.

4.1 Aplicación en el terreno

Los sistemas de aplicación en el terreno son aquellos sistemas que descargan las aguas residuales de manera controlada en el terreno (Crites et al., 2014). Existen tres tipos de sistemas de aplicación en el terreno, los cuales son: tasa baja, infiltración rápida y flujo superficial, los sistemas de tasa baja se desarrollaron a partir de la denominada “agricultura con aguas

residuales” y dependiendo de los objetivos del diseño se pueden clasificar como de tipo 1 (infiltración lenta) o de tipo 2 (irrigación en cultivo), siendo los de tipo 1 los cuales tienen como prioridad la depuración de las aguas residuales; por otro lado, los sistemas de infiltración rápida trabajan de igual manera que un filtro intermitente de arena y se caracterizan por contar con la mayor carga hidráulica posible entre los tres tipos de sistemas de aplicación en el terreno; en cuanto a los sistemas de flujo superficial, estos se desarrollan como un sistema biológico de tratamiento de película fija, en los cuales la hierba y la capa vegetal actúan como matriz para el crecimiento biológico (Crites y Tchobanoglous, 2000).

En cuanto a las eficiencias de remoción típicas de constituyentes principales de las aguas residuales como la DBO₅, sólidos suspendidos (SS) y coliformes fecales (CF), Von Sperling y Chernicharo (2005) indican que los sistemas de tasa baja poseen porcentajes de remoción del 90 al 99% para DBO₅, mayores al 93% para SS y de 3 a 5 unidades logarítmicas para CF; para los sistemas de infiltración rápida mencionan porcentajes del 85 al 98% para DBO₅, mayores al 93% para SS y de 4 a 5 unidades logarítmicas para CF; por último, afirman que los sistemas de flujo superficial cuentan con porcentajes de remoción del 80 al 90% para DBO₅, del 80 al 93% para SS y de 2 a 3 unidades logarítmicas para CF.

El proceso de depuración de las aguas residuales ocurre de forma distinta en estos sistemas; en los sistemas de tasa baja las aguas residuales son aplicadas en terrenos vegetados a través de los cuales se infiltran a la matriz del suelo y se efectúa el proceso de depuración; en el caso de los sistemas de infiltración rápida, las aguas residuales se infiltran directamente a través de suelos permeables y son depuradas a medida que percolan a través del suelo; respecto a los sistemas de flujo superficial, el proceso de depuración ocurre con el recorrido de las aguas residuales a través de terrenos inclinados (0-12%) y cubiertos de hierba, cabe recalcar que en estos sistemas las aguas residuales no percolan a través de la matriz de suelo, por lo cual los

efluentes son recogidos como escorrentía superficial en la parte inferior de los terrenos inclinados (Crites y Tchobanoglous, 2000).

En la figura 1 se indica un esquema de un sistema de flujo superficial.

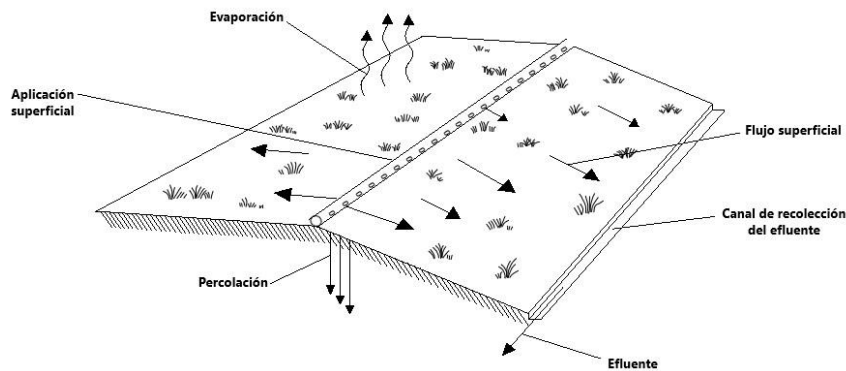


Figura 1: Esquema de un sistema de flujo superficial (Crites y Tchobanoglous, 2000, p. 515).

Para el diseño de los sistemas de tasa baja deberán tomarse como referencia criterios como el tipo de cultivo seleccionado (cultivos de forrajes o cultivos de árboles), la profundidad de las aguas subterráneas (0,9 a 1,2 m) o la carga de DBO₅ aplicada (< 500 kg/ha.d); por otro lado, para los sistemas de infiltración rápida deberán considerarse criterios como la tasa de carga de nitrógeno (< 67 kg/ha.d), la tasa de carga orgánica (< 336 kg/ha.d) o los ciclos de carga hidráulica (1-9 días de inundación, 5-20 días de secado); por último, para los sistemas de flujo superficial destacan criterios de diseño como la longitud de la pendiente (30-60 m), el período de aplicación (6-12 horas/d) o la tasa de carga orgánica (< 110 kg/ha.d) (Crites y Tchobanoglous, 2000).

Entre las principales ventajas de estos sistemas de tratamiento están la eliminación adecuada y sistemática de aguas residuales crudas o parcialmente tratadas que estos pueden ofrecer, en ciertos casos incluso son capaces de contribuir al crecimiento de ciertos cultivos mediante la utilización de los nutrientes de los afluentes o de ayudar en la recarga de los depósitos de agua

subterráneos existentes en los terrenos utilizados, para este último caso, los sistemas de infiltración se presentan como sistemas ideales para la recarga de acuíferos (Gohil, 2000).

Algunas de las desventajas que pueden producir estos sistemas de tratamiento están relacionadas principalmente con el suelo que se utiliza como medio de tratamiento, pues algunos componentes de las aguas residuales domésticas como el sodio, el sulfato, el cloruro, el boro y los carbonatos pueden perjudicar a largo plazo los suelos utilizados en estos tipos de tratamiento; se estima que la aplicación prolongada de aguas residuales domésticas en un período aproximado de una década o dos, puede afectar las propiedades químicas del suelo utilizado, puesto que la alta concentración de sólidos disueltos y de iones de sodio, puede provocar la salinización y alcalinización del suelo empleado; a esta problemática también se añade el inconveniente del posible taponamiento de la parte superior del suelo, causado por la reducción del tamaño y volumen de los espacios porosos del mismo (Gohil, 2000).

4.2 Sistemas de macrófitas.

Los sistemas de plantas acuáticas o macrófitas son aquellos sistemas de tratamiento que están compuestos de estanques superficiales donde se pueden albergan diferentes tipos de macrófitas (EPA, 1988). Las macrófitas se pueden dividir en tres categorías principales: flotantes, emergentes y sumergidas; las macrófitas flotantes se caracterizan porque sus partes fotosintéticas se encuentran en la superficie del agua y sus raíces se extienden por debajo de la columna de agua; por otro lado, las macrófitas emergentes se distinguen porque están enraizadas en el substrato del fondo y sus partes fotosintéticas se extienden a través de la columna de agua hasta por encima de la superficie; por último, las macrófitas sumergidas se hallan suspendidas en la columna de agua o también pueden estar enraizadas en el fondo, y por lo regular, sus partes fotosintéticas se localizan en la columna de agua (Stowell et al., 1981).

El jacinto de agua es una especie de macrófita flotante con gran potencial para la depuración de aguas residuales domésticas (Reed et al., 1988). En el caso del tratamiento de efluentes preliminares a través de sistemas con jacinto de agua se podrá esperar un efluente final con una DBO₅ menor a 30 mg/l, sólidos suspendidos de menos de 30 mg/l y una concentración de nitrógeno total menor a 15 mg/l; la eficiencia del tratamiento de efluentes secundarios por parte de los sistemas con jacintos de agua será aún mejor a comparación con el tratamiento de efluentes preliminares, esperándose concentraciones de la DBO₅ y de sólidos suspendidos de menos de 10 mg/l y para nitrógeno total se espera una cantidad menor a 5 mg/l en el efluente final (EPA, 1988).

El proceso de depuración a través de estos sistemas se efectúa mediante acciones como la absorción directa de componentes de las aguas residuales por parte de las macrófitas o la presencia de las macrófitas alterando el entorno físico del sistema; en algunos casos, las raíces de las macrófitas podrán actuar como sustrato anfitrión de microorganismos adheridos, los cuales son importantes para la ejecución del proceso de depuración; hay que señalar que el uso de distintos tipos de macrófitas en estos sistemas estará sujeto a requisitos ambientales específicos, mismos que deberán cumplirse si se desea la sostenibilidad del sistema de depuración (Reed et al., 1988).

En la figura 2 se presenta un esquema de un sistema con jacinto de agua.

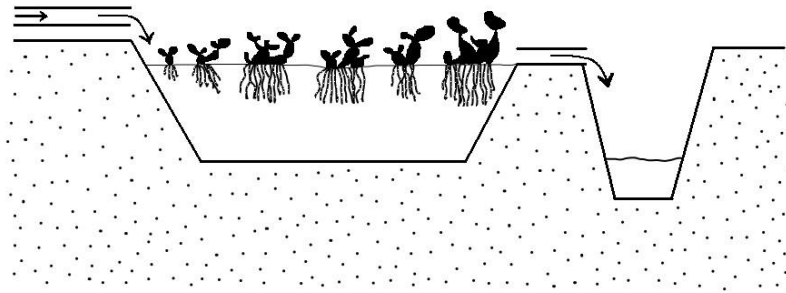


Figura 2: Esquema de un sistema con jacinto de agua (*Eichhornia crassipes*) (Brix, 1993, p.13).

Cuando se diseñen sistemas de macrófitas se deberán tener en cuenta criterios de diseño como el tiempo de retención hidráulico, la geometría y profundidad de los estanques, y las cargas hidráulica y orgánica (Metcalf y Eddy, 1995). En el caso del diseño de sistemas con jacinto de agua (una de las macrófitas más utilizadas y estudiadas), dependiendo de si se tenga aguas residuales con tratamiento preliminar o secundario se podrán utilizar cargas orgánicas desde 10 a 80 kg/ha-d, una profundidad de agua desde 0,5 a 0,9 metros, tiempos de retención desde 6 a 36 días, cargas hidráulicas mayores a 200 m³/ha.d (afluente preliminar) o menores a 800 m³/ha.d (afluente secundario) (EPA, 1988).

Entre las ventajas que tienen los sistemas de macrófitas destaca el hecho de que la depuración de las aguas residuales a través de estas plantas acuáticas puede resultar bastante económica, llegando a ser incluso más rentable que otros tipos de tratamiento convencionales, especialmente en zonas cálidas (EPA, 1988).

Los sistemas de macrófitas también cuentan con algunas desventajas, por ejemplo, algunas macrófitas utilizadas como los jacintos de agua o las lentejas de agua cuentan con sensibilidad a los climas fríos, lo cual puede limitar su uso en algunas zonas; en el caso de los sistemas con jacinto de agua, estos también poseen desventajas como la presencia de mosquitos o la

emanación de malos olores (EPA, 1988). Si no se manejan de manera adecuada los sistemas de macrófitas, su efectividad en la remoción de algunos componentes de las aguas residuales puede verse afectada significativamente, por ejemplo, la falta de cosecha de las macrófitas puede provocar que eventualmente, los nutrientes que han sido retenidos en el tejido vegetal retornen nuevamente a las aguas residuales por procesos de descomposición (Brix, 1997).

4.3 Humedales artificiales.

Los humedales artificiales pueden desarrollarse como un sistema compuesto de una o varias unidades de tratamiento (usualmente de menos de un metro de profundidad) y se dividen principalmente en dos grupos, los cuales se diferencian por la ubicación de su línea de nivel hidráulico, estos son: humedales de superficie libre de agua (también conocidos como humedales de flujo superficial) y humedales de flujo subsuperficial (EPA, 2000a).

Por lo general, los humedales de flujo superficial están compuestos de estanques, los cuales cuentan con algún tipo de barrera en el fondo para evitar la filtración y además, almacenan suelo o algún otro tipo de medio apto para el desarrollo de vegetación acuática emergente (Reed et al., 1988). En este tipo de humedales las aguas residuales fluirán a través de los tallos de las plantas, manteniendo pleno contacto con la atmósfera y por lo general contarán con una profundidad de agua baja (Delgadillo et al., 2010).

En los humedales de flujo subsuperficial la circulación de las aguas residuales se efectúa a través del lecho granular (Delgadillo et al., 2010). Este tipo de humedales están constituidos por lechos de grava los cuales pueden o no estar plantados con vegetación de humedales (EPA, 2000a). En el caso de utilizar vegetación en este tipo de humedales, las aguas residuales estarán en contacto no solamente con el lecho granular, sino que además con los rizomas y raíces de la vegetación plantada; estos humedales pueden clasificarse en función de la forma de aplicación

de las aguas residuales, estos son: humedales de flujo subsuperficial horizontal y humedales de flujo subsuperficial vertical (Delgadillo et al., 2000).

A través de sistemas de humedales artificiales se pueden reducir significativamente la DBO₅, los sólidos suspendidos, el nitrógeno total y patógenos contenidos en las aguas residuales (EPA, 1988). Estos sistemas pueden lograr eficiencias de remoción del 80 al 90% de DBO₅, del 87 al 93% para sólidos suspendidos, de menos del 60% de nitrógeno total y de 3 a 4 unidades logarítmicas de coliformes fecales (Von Sperling, 2007).

Los humedales artificiales poseen diversos procesos de eliminación de los contaminantes de las aguas residuales, en los cuales jugará un papel importante la vegetación de humedales puesto que contribuyen en diferentes maneras en el tratamiento, por ejemplo, sus raíces y rizomas proporcionan superficies para la adhesión de biopelículas microbianas aumentando la actividad biológica, también ayudan a evitar el cortocircuito hidráulico y además, pueden liberar pequeñas cantidades de oxígeno y compuestos de carbono orgánico, los cuales alimentarán los procesos microbianos aeróbicos y anóxicos que suceden (Dotro et al., 2017).

En la figura 3 se presenta un esquema de un humedal artificial de flujo subsuperficial.

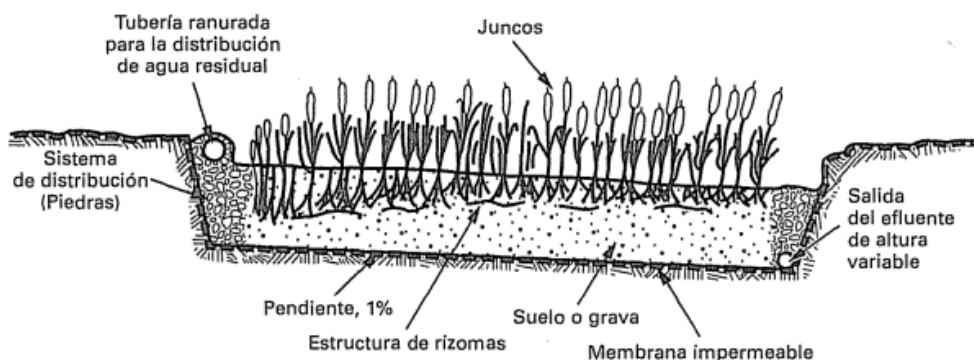


Figura 3: Esquema de un humedal artificial de flujo subsuperficial (Metcalf y Eddy, 1995, p.1062).

Para el diseño de los dos principales tipos de humedales artificiales (humedal de flujo superficial y humedal de flujo subsuperficial) se utilizan algunos criterios de diseño, los cuales podrán variar de acuerdo al tipo de humedal artificial que se quiera diseñar; en el caso de los humedales artificiales de superficie libre se tomarán en cuenta criterios de diseño como el tipo de tratamiento preliminar (tanque Imhoff), el tipo de vegetación acuática emergente (especies dominantes de la zona), la carga orgánica ($< 112 \text{ kg DBO/ha.d}$) y la relación de aspecto ($> 10:1$), y en el caso de los humedales de flujo subsuperficial también se recomienda tener en cuenta criterios de diseño como el tipo de tratamiento preliminar (tanque séptico o tanque Imhoff), el tipo de vegetación acuática emergente (especies dominantes de la zona), la carga orgánica ($< 300 \text{ kg DBO/ha.d}$) y además, el tipo de medio permeable utilizado (grava o arena gruesa) (Reed et al., 1988).

Los humedales artificiales son idóneos especialmente para el tratamiento de aguas residuales en comunidades rurales donde por lo general, se cuenta con terrenos económicos y donde el conseguir operarios calificados es una tarea realmente difícil (EPA, 2000). Además de su compatibilidad con zonas rurales y países en vías de desarrollo, los sistemas de humedales artificiales cuentan con la ventaja de tener bajos costos de operación y mantenimiento, e incluso estos sistemas requieren de menos mano de obra para su operación y mantenimiento, a comparación con otras tecnologías convencionales de tratamiento (Dotro et al., 2017).

Entre las desventajas que se pueden destacar de los humedales artificiales están el requerimiento de grandes superficies de terreno, y si bien este tipo de tratamiento puede resultar económico a comparación con otros métodos de tratamiento, esto solo será posible si se encuentra terreno disponible y asequible (UN-HABITAT, 2008). Una de las desventajas operacionales de los humedales artificiales que hay que destacar son los problemas de

taponamiento en los humedales artificiales de flujo subsuperficial, especialmente cuando se tenga afluentes con elevada carga de sólidos suspendidos totales (EPA, 2000a).

4.4 Lagunas de estabilización.

Las lagunas de estabilización son excavaciones realizadas en el terreno utilizadas para la depuración de las aguas residuales, las cuales pueden variar en profundidad; por lo general, las lagunas de estabilización se clasifican de acuerdo con la concentración de oxígeno disuelto y la fuente que provee el oxígeno necesario para promover la asimilación bacteriana de los componentes orgánicos de las aguas residuales; estas pueden ser aerobias, facultativas, aireadas con mezcla parcial y anaerobias (Crites y Tchobanoglous, 2000). También pueden clasificarse simplemente en lagunas anaerobias, lagunas facultativas y en lagunas aerobias o de maduración (EPA, 2011).

Frecuentemente, las lagunas de estabilización se distribuyen y se operan de dos formas: en serie y en paralelo (World Health Organization, 1971). Cuando se utilizan lagunas de estabilización en serie estas funcionan de acuerdo con la calidad del efluente a tratar, es decir, debido al ingreso de las aguas residuales crudas al sistema de tratamiento en primer lugar se tendrá una laguna anaerobia, luego con un efluente parcialmente estabilizado la segunda laguna podrá funcionar como una laguna facultativa y, por último, con un efluente con una DBO₅ significativamente baja, se tendrá una laguna aerobia o de maduración (Ramalho, 1996).

En cuanto a la eficiencia de las lagunas de estabilización, particularmente una laguna anaerobia podrá efectuar una remoción de la DBO₅ de hasta el 70% a una temperatura de 25 °C, y, por otro lado, las lagunas de maduración podrán lograr una remoción del 10% al 25% de la DBO₅ (Shilton, 2005). Por otro lado, EPA (2011) sostiene que las lagunas anaerobias pueden alcanzar una remoción de la DBO₅ del 80% al 90%, para las lagunas facultativas señala una remoción de hasta el 75% de la DBO₅, los sólidos suspendidos totales del efluente podrán superar el valor

de 150 mg/l y además, dependiendo de factores como la temperatura, el pH y del tiempo de retención de las aguas residuales podrán reducir el amoníaco hasta en un 90%, el fósforo hasta en un 50% y, lograr una remoción efectiva de patógenos y coliformes.

El proceso de depuración a través de lagunas de estabilización empieza en las lagunas anaerobias, donde la remoción de la DBO ocurre primero a través de la sedimentación de los sólidos y luego a través de la digestión anaeróbica de los lodos; una vez cumplido el tiempo de retención necesario de las aguas residuales en las lagunas anaerobias, este efluente se dirigirá hacia las lagunas facultativas donde se desarrollará la oxidación de la DBO no sedimentable, el oxígeno necesario para este proceso será suministrado a través de la actividad fotosintética de las microalgas que crecen de forma natural y abundante en este tipo de lagunas; como último paso en el proceso de depuración, el efluente de las lagunas facultativas será dirigido hacia las lagunas aerobias o de maduración, donde principalmente se efectuará la remoción de patógenos y en una menor proporción la remoción de la DBO (Kayombo et al., 2004).

En la figura 4 se introduce un esquema de una laguna facultativa.

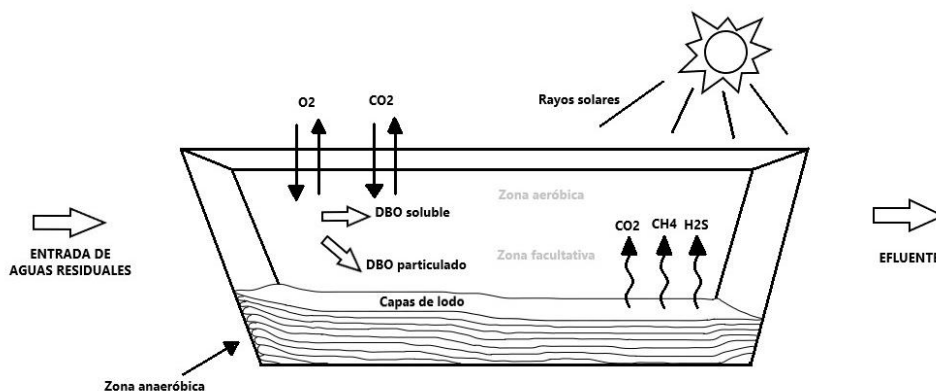


Figura 4: Esquema de una laguna facultativa (Von Sperling, 2007, p .183).

Los criterios de diseño variarán de acuerdo con el tipo de laguna, en el caso de las lagunas anaerobias se tendrá criterios como la carga orgánica de las aguas residuales (> 3000 kg/ha.d para una profundidad de 3 m), la profundidad (2-5 m) y el tiempo de retención hidráulico (mínimo de un día); para las lagunas facultativas se tomará en consideración criterios como la

carga superficial de la DBO₅ (100-400 kg DBO₅/ha.d), la profundidad (1-2 m) y el tiempo de retención hidráulico (mínimo de cuatro días); por último, para la primera laguna de maduración se tendrán criterios de diseño como la carga superficial de DBO₅ (< 75% de la carga superficial de la laguna facultativa), la profundidad (1-1,5 m) y el tiempo de retención hidráulico (mayor que tres días pero menor que el tiempo de retención hidráulico de la laguna facultativa) (Shilton, 2005).

La sencillez y bajos costos de operación de las lagunas de estabilización las han convertido en la tecnología preferida para la depuración de las aguas residuales domésticas de comunidades pequeñas (Shammas et al., 2009). Otra de las ventajas de estos sistemas es que pueden ofrecer todos los procesos de depuración incluidos en un tratamiento convencional, desde tratamiento primario hasta tratamiento terciario e incluso la digestión anaeróbica de lodos (Ellis y Mara, 1983).

Entre las principales desventajas de las lagunas de estabilización está la necesidad de grandes superficies de terreno, lo cual no es conveniente especialmente si se quiere instalar estos sistemas en espacios pequeños; además, estos sistemas de depuración pueden llegar a ser considerados estéticamente desfavorables e incluso pueden ser inseguros (Shammas et al., 2009). Otra de las desventajas más destacables de las lagunas de estabilización es la alta concentración de algas que produce, dicho inconveniente es bastante común especialmente en países con climas cálidos; la producción de algas puede incluso llegar a cambiar las concentraciones finales de la DBO₅ y de los sólidos suspendidos en los efluentes (Ellis y Mara, 1983).

4.5 Tratamiento in situ.

Los sistemas de tratamiento in situ se describen como aquellos sistemas de depuración donde las aguas servidas se almacenan y depuran en el mismo sitio de producción; estos tipos de

tratamiento se utilizan principalmente en dos situaciones, cuando la densidad poblacional es tan baja que el tratamiento centralizado no es económicamente factible y en poblaciones donde las limitaciones de recursos o de tecnología no permiten la construcción de sistemas de tratamiento centralizados (Yates, 2011).

El sistema de tratamiento in situ más utilizado es el sistema formado por un tanque séptico y un sistema de infiltración en el suelo; otros de los tipos de tratamiento in situ más utilizados son los filtros de arena intermitentes y los filtros de lecho granular con recirculación (Crites y Tchobanoglous, 2000).

Romero (1999) destaca para los tanques sépticos una remoción de la DBO_5 del 30 al 50%, de grasas y aceites de un 70 al 80%, de fósforo de un 15% y de sólidos suspendidos de un 50 al 70%. En cuanto a los sistemas de infiltración, estos pueden lograr altas tasas de remoción de los principales contaminantes presentes en las aguas residuales, a excepción del nitrógeno (EPA, 2002). Los filtros intermitentes de arena pueden producir un efluente de gran calidad con bajas concentraciones de DBO_5 , sólidos suspendidos totales, turbiedad y amonio, además, estos sistemas también son efectivos en la remoción de bacterias, alcanzando remociones de hasta 99,9% (Crites y Tchobanoglous, 2000).

En la figura 5 se exhibe un esquema de un sistema de tratamiento in situ.

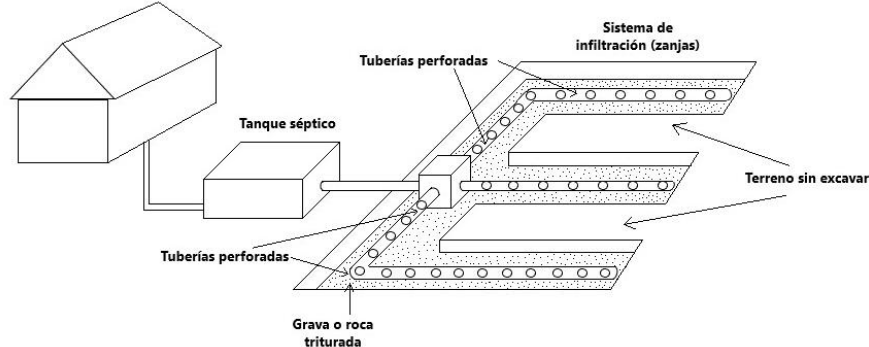


Figura 5: Esquema de un sistema de tratamiento in situ convencional (EPA, 2002, p. 4-2).

En el caso de los tanques sépticos se deben tomar en cuenta criterios de diseño como la configuración del tanque (rectangulares) o el tamaño del tanque (mínimo de $5,67 \text{ m}^3$) (Crites y Tchobanoglous, 2000). Para los sistemas de infiltración se deben tomar en cuenta criterios de diseño como la pendiente del terreno (0 – 25%) o la textura del suelo (suelos arenosos o limosos) (EPA, 1988). Y para los filtros intermitentes de arena se destacan criterios de diseño como la carga hidráulica, la cual puede estar entre 40 a $60 \text{ l/m}^2\cdot\text{d}$ y la carga orgánica, la cual puede estar entre $0,0025$ a $0,01 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^2\cdot\text{d}$ (Crites y Tchobanoglous, 2000).

Rosales (2003) destaca como ventajas de los tratamientos in situ, su utilización en ciudades donde no se cuenta con sistemas centralizados de tratamiento. Refiriéndonos específicamente a las ventajas del sistema conformado por el tanque séptico y el sistema de infiltración, podemos destacar que este es un proceso de tratamiento sencillo, lo cual a su vez se traduce en que sus costos de operación sean bajos, además cuenta con una larga vida útil y no necesitan de mucho espacio para implementarse (Tilley et al., 2016).

A pesar de las grandes ventajas con las que cuenta este tipo de sistemas, estos también poseen algunas ventajas bastantes destacables; EPA (2002) menciona que los sistemas de tratamiento in situ no cumplen de manera adecuada la remoción de contaminantes como los compuestos de fósforo y organismos patógenos, como bacterias y virus; además, si estos sistemas de tratamiento no se emplean de manera adecuada, los nitratos y el fósforo contenidos en los efluentes pueden filtrarse hacia las aguas superficiales o subterráneas, llegando a causar graves problemas de salud o la eutrofización de lagos y ríos.

Otra combinación para el tratamiento in situ de las aguas residuales es el sistema constituido por el tanque séptico y el filtro anaerobio; el filtro anaerobio es una unidad de contacto, donde las aguas residuales pasan a través de una masa de sólidos contenida dentro de este reactor,

estos reactores pueden ser de flujo ascendente o descendente y su uso está especialmente dirigido al tratamiento de efluentes de tanques sépticos o reactores UASB (Chernicharo, 2007).

En la figura 6 se enseña un esquema de un sistema de tanque séptico y filtro anaerobio.

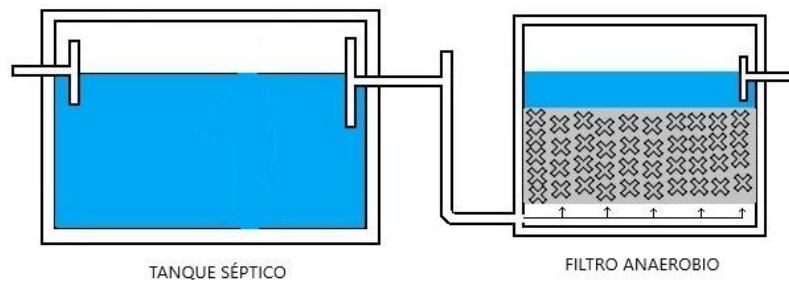


Figura 6: Esquema sistema tanque séptico y filtro anaerobio.

En el tratamiento de efluentes de tanques sépticos, los filtros anaerobios pueden conseguir remociones de DBO_5 y de sólidos suspendidos de hasta un 90%, aunque típicamente, estos porcentajes de remoción se mantienen en un rango del 50 al 80%; no posee mucha eficiencia en cuanto al nitrógeno total, logrando remociones máximas de hasta un 15% (Tilley et al., 2016). Entre los principales criterios utilizados para diseñar filtros anaerobios que reciben efluentes de tanques sépticos, están el tiempo de retención hidráulico (4 a 10 horas), la temperatura (20-25 °C), la carga hidráulica (6-15 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$) y la carga orgánica (0,15-0,50 $\text{kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{d}$) (Chernicharo, 2007).

Los filtros anaerobios cuentan con ventajas como la no utilización de suministro de energía eléctrica para funcionar, bajos costos operacionales y requerimientos de espacio moderados; como desventajas poseen una baja reducción de patógenos y nutrientes, y sufren el riesgo de que se obstruya el filtro especialmente si se tratan aguas residuales con altos niveles de sólidos suspendidos (Tilley et al., 2016).

5 ESTUDIOS DE CASO.

En el presente capítulo se realizará el estudio de un caso de aplicación para cada uno de los sistemas de depuración naturales estudiados en el capítulo anterior (aplicación en el terreno, sistemas de macrófitas, humedales artificiales, lagunas de estabilización y tratamiento in situ). Se procurará dar prioridad en el análisis a aquellos tipos de sistemas de depuración que han sido desarrollados a escala real en países en vías de desarrollo para la depuración de sus aguas residuales domésticas y que dispongan de la mayor cantidad de información posible.

Teniendo en cuenta lo mencionado en el anterior párrafo, se han seleccionado casos de aplicación de los siguientes sistemas de depuración: flujo superficial en Brasil, sistema de jacinto de agua en Pakistán, humedal artificial de flujo subsuperficial en la India, sistema de lagunas de estabilización en Venezuela y tratamiento in situ mediante tanque séptico, filtro anaerobio y filtro de arena en Brasil. La información de cada uno de los casos de estudio ha sido recopilada de artículos científicos, y consta, entre otra, de información concerniente al lugar de desarrollo del estudio, a las características físicas y operacionales del sistema de tratamiento, a las características de las aguas residuales a depurar y del efluente generado por el sistema de tratamiento, y las conclusiones obtenidas a través de los resultados de la aplicación de estos sistemas de depuración.

A continuación, se presentan cada uno de los casos de estudio escogidos y la información correspondiente a cada uno de ellos.

5.1 Estudio de caso sobre aplicación en el terreno.

País: Brasil.

Tiempo de operación del sistema de depuración: aproximadamente doce años.

El sistema de flujo superficial presentado a continuación fue construido en 1984 en una municipalidad del estado de São Paulo, Brasil, por parte de la Compañía de Agua y

Saneamiento del Estado de São Paulo (SEBASP, por sus siglas en portugués), la cual construyó este sistema de depuración con el objetivo de dar tratamiento a las aguas residuales generadas en este sector y además investigar su viabilidad como sistema de tratamiento en comunidades rurales (Terada et al., 1985).

La municipalidad escogida para el desarrollo de este estudio ha sido la municipalidad de Populina, municipalidad que se encuentra localizada al norte del estado de São Paulo, en la cuenca hidrográfica del río Turvo Grande, la cual hasta el año 1984 (fecha de inicio de operación del sistema) contaba con temperaturas promedios de 32°C para las estaciones cálidas y de 24°C para las estaciones más frías (Paganini, 1996).

La opción del sistema de flujo superficial se presentó como la mejor alternativa para el tratamiento de las aguas residuales de esta población, debido a que esta zona contaba con las características ideales de suelo para este tipo de sistemas (suelos de baja permeabilidad) y además porque el nivel freático se encontraba a 1,50 m respecto de la superficie natural del suelo, lo cual lo volvía inadecuado para la implementación de otro tipo de sistema de aplicación en el terreno como el de infiltración rápida (Paganini, 1996).

El sistema de tratamiento estaba compuesto por unidades de pretratamiento (rejilla y desarenador), seguidas de cuatro parcelas de tratamiento en paralelo, cada una con dimensiones de 25 m de ancho por 70 m de largo, con una pendiente del 2% y plantadas con vegetación gramínea como las especies pasto amargo (*Brachiaria humidicola*), pasto estrella africana (*Cynodon plectostachyus*) y pasto guinea (*Paniculum máximum*); entre algunos de los parámetros de diseño y operación utilizados para el sistema de flujo superficial se puede mencionar un caudal promedio de aguas residuales de 2,2 l/s, una frecuencia de aplicación de las aguas residuales de un día de regado y tres de secado para cada parcela y cosecha de la vegetación cada 25 días; una vez que las aguas residuales eran depuradas a través del sistema

de flujo superficial, el efluente producido era recogido a través de canaletas ubicadas al final de las parcelas de tratamiento y descargado en el arroyo Vista Alegre (Paganini, 1996).

Durante los primeros años de operación del sistema de flujo superficial, las concentraciones de DBO del afluente estuvieron dentro de un rango de 350 a 370 mg/l y para el efluente dentro de un rango de 30 mg/l a 110 mg/l; para el caso de los sólidos suspendidos se obtuvieron concentraciones del afluente dentro de un rango de 412 a 435 mg/l y para el efluente dentro de un rango de 38 mg/l a 195 mg/l (Paganini, 1996).

Entre algunos de los resultados obtenidos durante los doce años de operación de este sistema de depuración, están los porcentajes promedio de remoción de DBO₅ y de DQO del 85% y del 81%, respectivamente; la utilización de la biomasa producida a través de la cosecha de las parcelas para la alimentación de animales; y, su fácil adaptabilidad a pequeñas ciudades debido a la baja complejidad en la operación y mantenimiento del sistema de depuración (Terada et al., 1985).

5.2 Estudio de caso sobre sistemas de macrófitas.

País: Pakistán.

Tiempo de operación del sistema de depuración: aproximadamente tres meses.

El estudio de caso presentado a continuación se desarrolló en una ciudad de Pakistán y su principal objetivo fue la evaluación del funcionamiento de un sistema de jacinto de agua en la depuración de las aguas residuales generadas por esta ciudad; este estudio se desarrolló a través de seis ensayos utilizando diferentes tiempos de retención hidráulica y para cada uno de estos tiempos se midieron las concentraciones del efluente de distintos parámetros como la DBO₅, SST, coliformes fecales, entre otros (Shah y Hashmi, 2012).

La ciudad escogida para el desarrollo del estudio fue la ciudad de Taxila, perteneciente a la provincia de Punjab; justamente debido a que Taxila cuenta con jacintos de agua disponibles

localmente, se usó esta especie de macrófita flotante para el sistema de depuración; otros datos importantes a destacar sobre esta ciudad es que durante el tiempo de realización de este estudio las temperaturas medias mensuales del aire variaron de 25 a 29,4 °C con un promedio de 26,9 °C (Shah y Hashmi, 2012).

El sistema de depuración estaba compuesto en su totalidad por un tanque de sedimentación primario seguido de un solo estanque con jacinto de agua, el cual tenía una sección transversal trapezoidal, cuyas dimensiones eran de 1,22 m de profundidad, y 5,50 m de largo y 2 m de ancho en la superficie; acerca de los parámetros de operación utilizados se puede mencionar que en el estanque se mantuvo una cobertura superficial del 80 al 100% de jacinto de agua y la frecuencia de recolección de las plantas fue de dos a tres veces por semana; en cuanto a los tiempos de retención hidráulica utilizados, se usaron cuatro tiempos diferentes de 3, 5, 7 y 10 días para cada uno de los seis ensayos realizados en este estudio (Shah y Hashmi, 2012).

Para medir la eficiencia de este sistema de depuración se midieron las concentraciones de las aguas residuales con pretratamiento previo, para parámetros como DBO₅, DQO, nitrógeno, sólidos disueltos totales (SDT), sólidos suspendidos totales (SST) y coliformes fecales; dichas concentraciones promedio y su desviación estándar se muestran en la tabla 13 (Shah y Hashmi, 2012).

Tabla 13: Concentraciones promedio y desviación estándar de las aguas residuales con pretratamiento (Shah y Hashmi, 2012, p. 5164).

Parámetros	Valores promedio	Desviación estándar
DBO ₅ (mg/l)	132	23
DQO (mg/l)	236,33	41,29
Nitrógeno (mg/l)	2,65	1
SDT (mg/l)	723,33	70,62
SST (mg/l)	98	7,18
Coliformes fecales (NMP/100 ml)	1361,67	320,53

En cuanto a las concentraciones del efluente generado por el sistema con jacinto de agua durante cada uno de los seis ensayos para los diferentes tiempos de retención hidráulica, en la tabla 14 se presentan los resultados obtenidos (Shah y Hashmi, 2012).

Tabla 14: Concentraciones medias del efluente obtenidas durante cada uno de los seis ensayos realizados (Shah y Hashmi, 2012, p. 5165).

Ensayo	Tiempo de retención hidráulico (d)	pH	SDT (mg/l)	SST (mg/l)	Nitrógeno (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	DQO (mg/l)	Coliformes fecales (NMP/100 ml)
1	3	8,4	810	84	1,06	106,9	180	904,7
	5	8,2	800	70	0,93	97,8	166	839,3
	7	7,7	790	54	0,80	82,3	130	654
	10	7,5	780	42	0,71	76	84	599,5
2	3	8,4	694	77	2,80	124	227	946,2
	5	8,1	624	71	2,40	112	203	877,8
	7	7,6	601	65	2,11	91	189	684
	10	7,3	546	62	1,91	79	162	627
3	3	8	486	82	2,3	78	143	1195,2
	5	7,9	436,8	75	2,2	70	128	1108,8
	7	7,7	420	68	2,2	57	119	864
	10	7,5	382,2	66	2	50	102	792
4	3	8	340	95	2,85	101	185	1494
	5	7,9	305,76	87	2,50	91	165	1386
	7	7,7	294	79	2,11	74	154	1080
	10	7,5	267,54	76	1,92	64	132	990
5	3	7	238	84	1,07	110	202	863
	5	6,9	214,032	77	0,94	99	180	801
	7	6,9	206	71	0,79	81	168	624
	10	6,5	187,278	68	0,72	70	144	572
6	3	7	163	79	2,49	131	245	1361
	5	6,9	149,8224	71	2,18	118	219	1262
	7	6,9	142	66	1,85	96	204	1014
	10	6,5	129,2218	61	1,68	83	179	929,6

De acuerdo con los porcentajes promedios de remoción obtenidos en este estudio, los cuales fueron del 48% para la DBO₅, del 42% para la DQO, del 40% para el nitrógeno, del 30% para los SDT, del 31% para los SST y del 45% para los coliformes fecales, se concluyó que los sistemas con jacinto de agua remueven gran parte de los principales contaminantes de las aguas residuales, por lo cual debería incentivarse la utilización de estos para la depuración de las aguas residuales municipales de países en vías de desarrollo, especialmente en aquellos países que cuentan con climas tropicales (Shah y Hashmi, 2012).

5.3 Estudio de caso sobre humedales artificiales.

País: India.

Tiempo de operación del sistema de depuración: aproximadamente un año.

El estudio presentado a continuación se ha desarrollado en la aldea de Kothapally de la India, con el objetivo de evaluar el desempeño de un humedal artificial de flujo subsuperficial para dar tratamiento a las aguas residuales generadas en aldeas que cuentan con un clima semiárido tropical y que son de escasos recursos económicos; durante el tiempo de duración de este estudio se ha analizado la eficiencia de este humedal para dar tratamiento a las aguas residuales generadas por alrededor de 100 hogares y además de manera indirecta también se ha examinado la factibilidad de este tipo de sistemas de tratamiento para mejorar la gestión de las aguas residuales y la eficiencia hídrica en este tipo de comunidades (Datta et al., 2021).

La aldea de Kothapally se caracteriza por tener un clima semiárido tropical, con lluvias escasas y dispersas; gran parte de su población se dedicaba a la agricultura de secano (cultivos que utilizan exclusivamente agua de lluvia) y tenían a esta actividad como uno de sus medios de subsistencia, pero factores como las muy escasas e imprevistas lluvias y la escasez de agua a nivel general volvió menos rentable a esta actividad, razón por la cual existía una gran necesidad de aumentar la eficiencia en el uso del agua mediante la reutilización de las aguas

residuales, lo que representaba un mayor desafío para esta aldea, teniendo en cuenta que no contaban con una correcta gestión de sus aguas residuales, motivo por el cual la alternativa de un humedal artificial como sistema de depuración de aguas residuales se presentó de manera oportuna (Datta et al., 2021).

El sistema de depuración utilizado para el tratamiento de las aguas residuales generadas por aproximadamente 497 habitantes de la aldea de Kothapally contó principalmente con un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal plantado con la vegetación *Canna indica* y *Typha latifolia*, pero además también se utilizó una etapa de pretratamiento de las aguas residuales que ingresaban al humedal artificial, la cual fue desarrollada a través de la colocación de rejillas de barras de acero en la tubería que conducía las aguas residuales hasta el humedal artificial y después del cual se colocó un tanque para almacenar las aguas residuales tratadas (Datta et al., 2021).

El humedal artificial de flujo subsuperficial fue diseñado para un caudal de 0,23 l/s con un tiempo de retención hidráulico de las aguas residuales de aproximadamente 3 días; fue construido con mampostería de ladrillos y una capa de mortero en el fondo; entre las características físicas de este humedal están sus dimensiones de 20 m x 4 m x 1,5 m y su lecho filtrante compuesto de tres capas (cada una de 30 cm de espesor) de agregados de distintos tamaños (agregados de 40 mm en la parte inferior, de 20 mm en el centro y de 10 mm en la parte superior) y una capa de arena gruesa (15 cm de espesor), al cual además se le dio una pendiente del 1% para garantizar el flujo por gravedad de las aguas residuales; en cuanto al tanque de almacenamiento utilizado para almacenar las aguas residuales ya tratadas, se utilizó un tanque de 200 m³ donde se podía almacenar un volumen acumulado de casi diez días de operación del sistema de depuración, el cual posteriormente sería reutilizado para el riego de cultivos aledaños al sitio (Datta et al., 2021).

Para analizar la eficiencia del sistema de depuración, se midieron parámetros químicos y microbiológicos del afluente y del efluente; entre algunos de los parámetros analizados estaban los sólidos suspendidos totales (SST), sulfatos, demanda química de oxígeno (DQO), fosfatos y nitrógeno-amoniaco (Datta et al., 2021). En la tabla 15 se muestran las concentraciones promedio y la desviación estándar obtenidas durante un año, antes (aguas residuales con pretratamiento) y después del tratamiento con el humedal artificial de flujo subsuperficial.

Tabla 15: Concentraciones promedio de entrada y salida, y eficiencias de remoción de algunos parámetros de las aguas residuales en el humedal artificial de flujo subsuperficial (Datta et al., 2021, p. 1072).

Parámetros	Aguas residuales con pretratamiento (rejillas de barras)	Efluente del humedal artificial de flujo subsuperficial	Eficiencia de remoción (%)
SST (mg/l)	52 ± 18,3	7,2 ± 2,1	86,15
Sulfatos (mg/l)	61,2 ± 11,0	24,53 ± 4	59,92
DQO (mg/l)	240 ± 27,6	92,3 ± 11,4	61,54
Fosfatos (mg/l)	0,7 ± 0,2	0,32 ± 0,1	54,29
Nitrógeno-amoniaco (mg/l)	34,66 ± 5	14,37 ± 2	58,54
Nitrógeno-nitrato (mg/l)	5,4 ± 0,8	1,22 ± 0,4	77,41
Coliformes totales (mg/l)	1700 ± 202,9	124 ± 16,1	92,7

De acuerdo con los resultados obtenidos durante la operación de este humedal artificial de flujo subsuperficial, éste presentó una eficiencia aceptable en el tratamiento de las aguas residuales generadas por la aldea de Kothapally, que es una zona de clima semiárido tropical y de bajos recursos económicos; los beneficios obtenidos a través de la aplicación de este sistema de depuración de manera directa o indirecta como la mejora en la gestión de las aguas residuales generadas, la reutilización de los efluentes en el riego de cultivos y la utilización de la

vegetación cosechada como alimento para ganado, llevaron a considerar a los humedales artificiales de flujo subsuperficial como una excelente alternativa para la depuración de las aguas residuales en zonas rurales (Datta et al., 2021).

5.4 Estudio de caso sobre lagunas de estabilización.

País: Venezuela.

Tiempo de operación del sistema de depuración: aproximadamente cuatro años.

El sistema de lagunas de estabilización presentado a continuación fue construido en la ciudad de Maracaibo, Venezuela, y los principales objetivos a cumplir a través de la implementación de este sistema de depuración fueron la mitigación del daño ambiental causado al lago Maracaibo (debido a las descargas directas de aguas residuales) y la reutilización del efluente para fines agrícolas (Cárdenas et al., 2005).

Este sistema de depuración fue diseñado para depurar las aguas residuales provenientes de la zona sur de la ciudad de Maracaibo; y entre algunas de las características del lugar donde fue emplazado el sistema de depuración, podemos mencionar un clima semiárido, con una precipitación anual de 676 mm y una temperatura promedio de 29 °C (Cárdenas et al., 2005).

El sistema de depuración estaba conformado por dos módulos anaerobios en paralelo, una laguna facultativa, dos lagunas de maduración en serie y una laguna utilizada como depósito del efluente, los cuales en conjunto ocupaban una superficie aproximada de 66 ha; a pesar de que este sistema de depuración estaba diseñado originalmente para tratar un caudal máximo de 3400 l/s, al momento de la realización del estudio se encontraba trabajando con un caudal de 400 l/s (Cárdenas et al., 2005).

Los dos módulos anaerobios contaban con una profundidad de 6 m, un área de 12733 m² y un tiempo de retención de 2,21 días; en cuanto a la laguna facultativa esta contaba con una profundidad de 2 m, un área de 202000 m² y un tiempo de retención de 11,7 días; las lagunas

de maduración tuvieron una profundidad de 2 m, un área de 112000 m² y un tiempo de retención de 6,5 días; por último, la laguna utilizada para almacenar el efluente final, tenía una profundidad de 1,7 m, un área de 258824 m² y un tiempo de retención de 12,7 días (Cárdenas et al., 2005).

Para analizar la eficiencia del tratamiento efectuado por este sistema de depuración, durante nueve semanas se midieron parámetros físico-químicos y microbiológicos del afluente y del efluente; entre algunos de los parámetros analizados estaban la DBO, DQO, Nitrógeno Total Kjeldahl, sólidos suspendidos totales (SST), coliformes totales y coliformes fecales (Cárdenas et al., 2005). En la tabla 16 se muestran las concentraciones promedio obtenidas durante nueve semanas, antes (aguas residuales crudas) y después del tratamiento con el sistema de lagunas.

Tabla 16: Concentraciones promedio de las aguas residuales crudas y del efluente del sistema de lagunas de estabilización (Cárdenas et al., 2005).

Parámetros	Aguas residuales	Efluente del sistema
	crudas	de lagunas
DBO _{5, 20} (mg/l)	202	47
DQO (mg/l)	390	245
Nitrógeno Total Kjeldahl (mg/l)	36	16
Nitrógeno-amoniaco (mg/l)	28	4
Fósforo total (mg/l)	7	5
SST (mg/l)	339	45
Coliformes totales (NMP/100 ml)	9×10^8	$5,9 \times 10^2$
Coliformes fecales (NMP/100 ml)	2×10^7	$7,0 \times 10^1$

De acuerdo con los resultados obtenidos durante el tiempo de evaluación de este sistema de lagunas, este presentó porcentajes de remoción de DBO₅ y DQO del 77% y del 37%, respectivamente, y en cuanto a los coliformes totales y fecales la remoción fue de 6 unidades

y de 5 unidades logarítmicas, respectivamente; la calidad del efluente generado a través de este sistema de lagunas era tal, que inclusive se ha concluido que este era apto para ser usado con fines agrícolas y/o para ser descargado en el lago Maracaibo (Cárdenas et al., 2005).

5.5 Estudio de caso sobre tratamiento in situ.

País: Brasil.

Tiempo de operación del sistema de depuración: un año y tres meses.

La falta de tratamiento de las aguas servidas generadas a nivel rural en Brasil es una problemática que se pretende resolver a través de la implementación de sistemas de tratamiento in situ en estas comunidades; justamente en el estudio presentado a continuación se tenía como uno de los objetivos principales investigar la eficiencia de uno de estos tipos de sistemas conformado por un tanque séptico, un filtro anaeróbico y un filtro de arena, para tratar las aguas servidas generadas por una comunidad rural perteneciente a una ciudad de Brasil y a través de los resultados de este estudio demostrar la viabilidad de la aplicación de este sistema de tratamiento en comunidades rurales (De Oliveira Cruz et al., 2019).

El sitio seleccionado para la construcción del sistema de tratamiento in situ fue una comunidad rural de la ciudad de Campinas en Brasil, lugar donde se albergaban tres casas y un bar de comida pequeño, y en el cual, al menos durante el tiempo de realización del estudio, convivían diariamente un estimado de entre 8 a 10 personas; la producción promedio de aguas residuales de esta pequeña comunidad durante la realización del estudio fue de $3,4 \times 10^{-3}$ l/s y además se contó con una temperatura promedio del aire de $22,3 \pm 3,4^{\circ}\text{C}$ (mínima 15°C , máxima 27°C) (De Oliveira Cruz et al., 2019).

En el esquema del sistema de tratamiento in situ, además del tanque séptico, del filtro anaeróbico y del filtro de arena, también se contó con una caja de recolección, la cual sirvió para la distribución uniforme del efluente séptico hacia el filtro anaeróbico, y una caja sifonada,

la cual permitió garantizar la aplicación intermitente del efluente del filtro anaeróbico en el filtro de arena; el tanque séptico fue construido con anillos de hormigón prefabricado (diámetro interno: 1,90 m; profundidad total: 2,34 m; volumen líquido: 4,30 m³) y contó con un tiempo de retención hidráulica de 1,6 días; para el filtro anaeróbico (volumen líquido: 1,57 m³) se utilizaron cáscaras de cocos secos como material de relleno y se contó con un tiempo de retención hidráulica de 0,7 días; por último, el filtro de arena al igual que el tanque séptico fue construido con anillos de hormigón prefabricado (diámetro interno: 1,90 m; área: 2,84 m²), y el lecho estuvo compuesto de dos capas de grava y una de arena, y con una tasa de carga hidráulica de 102,10 l/m².d (De Oliveira Cruz et al., 2019).

Para analizar la eficiencia de este sistema de tratamiento in situ, se han medido parámetros físico-químicos y microbiológicos de los efluentes del tanque séptico, del filtro anaeróbico y del filtro de arena; entre algunos de los parámetros analizados constan el pH, oxígeno disuelto (OD), sólidos suspendidos totales (SST), E. coli, DBO₅ y DQO (De Oliveira Cruz et al., 2019). En la tabla 17 se muestran las concentraciones promedio y las desviaciones estándar obtenidas durante 15 meses en los efluentes de las principales unidades de tratamiento del sistema de tratamiento in situ.

Tabla 17: Concentraciones promedio y desviación estándar de los efluentes del tanque séptico, del filtro anaerobio y del filtro de arena (De Oliveira Cruz et al., 2019, p. 457).

Parámetros	Efluente del tanque	Efluente del filtro	Efluente del filtro de
	séptico	anaeróbico	arena
pH	7,4 ± 0,2	7,5 ± 0,2	7,3 ± 0,3
OD (mgO ₂ /l)	0,4 ± 0,2	0,5 ± 0,2	4,4 ± 1,0
Alcalinidad (mgCaCO ₃ /l)	546 ± 113	558 ± 100	259 ± 125
SST (mg/l)	126 ± 42	38 ± 18	15 ± 09
Turbiedad (NTU)	211 ± 94	110 ± 78	11 ± 11
E. coli (NMP 100 m/l)	-	1,8 × 10 ⁵ ± 2,2 × 10 ⁵	1,0 × 10 ³ ± 2,41 × 10 ³
DQO (mgO ₂ /l)	403 ± 84	194 ± 37	88 ± 36
DBO (mgO ₂ /l)	148 ± 34	41 ± 16	18 ± 9
N-NH ₄ (mg/l)	109 ± 21	110 ± 20	64 ± 23
Nitrato (mg/l)	3,1 ± 1,2	2,9 ± 1,5	58 ± 36
Nitrógeno total (mg/l)	112,1 ± 22,2	112,9 ± 21,5	122 ± 59

De acuerdo con los resultados obtenidos durante la operación de este sistema de tratamiento, se ha concluido que este sistema figura como una opción viable para el tratamiento de las aguas residuales en comunidades rurales y que incluso la calidad del efluente generado, es tal, que se podría permitir su uso en actividades agrícolas; teniendo en cuenta las respectivas consideraciones en cuanto al mantenimiento y operación de las unidades de tratamiento, este sistema de tratamiento in situ conformado por el tanque séptico, el filtro anaeróbico y el filtro de arena podría ser utilizado de manera correcta en comunidades rurales (De Oliveira Cruz et al., 2019).

6 ANÁLISIS DE LA APLICABILIDAD A ÁREAS RURALES Y PEQUEÑOS MUNICIPIOS DEL ECUADOR.

6.1 Segmentación geográfica y disponibilidad actual de sistemas de depuración.

Teniendo en cuenta que el último objetivo específico de la presente disertación es definir la aplicabilidad de los sistemas de depuración (descritos en los capítulos 4 y 5) en pequeños GAD Municipales y sus áreas rurales, la segmentación geográfica estará enfocada justamente en estas unidades territoriales: pequeños GAD Municipales rurales. Dentro de este contexto, hay que resaltar que no existe una definición oficial en nuestro país de lo que podría considerarse un pequeño municipio y que además no se cuenta con una normativa actualizada de saneamiento (la última normativa de nuestro país data del año 1992); por lo cual para realizar la segmentación geográfica de nuestro país, se ha creído conveniente el uso de la Guía RAS-001 “Definición del nivel de complejidad y evaluación de la población, la dotación y la demanda de agua” del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial [MAVDT], 2003) de Colombia.

En la Guía RAS-001 se encuentra la tabla 18 que se presenta a continuación, donde se detallan cuatro niveles de complejidad para sistemas de depuración de aguas residuales, los cuales a su vez están relacionados a la población urbana del municipio donde se piensa construir el sistema de depuración (proyectada al período de diseño del sistema en cuestión) y de la capacidad económica del municipio (MAVDT, 2003).

Tabla 18: Asignación del nivel de complejidad (MAVDT, 2003, p. 14).

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Nota: ⁽¹⁾ Proyectado al período de diseño, incluida la población flotante. ⁽²⁾ Incluye la capacidad económica de la población flotante.

Para empezar la segmentación geográfica, se asumió de manera general un nivel de complejidad “bajo” para los sistemas de depuración en estudio (aplicación en el terreno, sistemas de macrófitas, humedales artificiales, lagunas de estabilización y tratamiento in situ); esta suposición preliminar se realizó teniendo en cuenta que estos son tratamientos basados principalmente en procesos naturales, cuya ejecución conllevaría un nivel de complejidad bajo. Debido a que se asumió un nivel de complejidad bajo para los tipos de sistemas de depuración en estudio, se creyó conveniente escoger en primera instancia aquellos GAD Municipales que contaban con una población urbana menor o igual a 2500 habitantes hasta el año 2010 (año del último censo poblacional con información disponible), para luego proyectar la población urbana de cada uno de estos GAD Municipales para el período de diseño correspondiente a un nivel de complejidad bajo (de acuerdo con la Guía RAS-001, corresponde a un período de 15 años). La proyección de la población urbana se realizó a través de los métodos aritmético y exponencial y, seguido a esto, se obtuvo un promedio de estos resultados; los GAD Municipales con poblaciones futuras menores o iguales a 2500 habitantes fueron seleccionados para los análisis posteriores.

Es importante mencionar que para el primer análisis que se realizó en esta segmentación geográfica, correspondiente a aquellos GAD Municipales que contaban con una población urbana menor o igual a 2500 habitantes, se utilizaron datos del censo 2010 (VII Censo de Población y VI de Vivienda [INEC, 2010]), y luego para el segundo análisis, que fue la proyección de la población urbana de cada uno de los GAD Municipales seleccionados, se emplearon tanto los datos del censo 2010 como los del censo del año 2001 (VI Censo de Población y V de Vivienda [INEC, 2001]) para determinar las tasas de crecimiento. Las tablas principales obtenidas durante la realización de los dos análisis antes mencionados se indican en el Anexo 1 y como resultado final de la segmentación geográfica realizada, se presenta en la tabla 19, el listado de los GAD Municipales, cuya proyección de su población urbana (obtenida como el promedio de los resultados de los métodos aritmético y exponencial) fue menor o igual a 2500 habitantes.

Tabla 19: Listado de GAD Municipales con una población urbana futura menor o igual a 2500 habitantes, año 2038.

Provincia	N°	GADM	Censo		Proyección población urbana futura año		
			2001	2010	2038		
			Población urbana	Población urbana	Aritmético	Exponencial	Promedio
El Oro	1	Atahualpa	1384	1594	2247	2474	2361
	2	Chilla	1023	1025	1031	1031	1031
	3	Las Lajas	990	1178	1763	2023	1893
Azuay	4	El Pan	423	486	682	749	715
	5	Nabón	1047	1229	1795	2023	1909
	6	Oña	683	846	1353	1646	1500
	7	Pucará	937	911	830	835	911
	8	San Fernando	1395	1464	1679	1701	1690
	9	Sevilla de Oro	774	838	1037	1073	1055
Cañar	10	Déleg	686	578	-	-	578
Chimborazo	11	Colta	2295	2313	2369	2370	2369
Cotopaxi	12	Pangua	1436	1649	2312	2536	2424
Loja	13	Chaguarpamba	967	1090	1473	1582	1527

Provincia	N°	GADM	Censo		Proyección población urbana futura año		
			2001	2010	2038		
			Población urbana	Población urbana	Aritmético	Exponencial	Promedio
Loja	14	Espíndola	1388	1565	2116	2273	2195
	15	Gonzanamá	1539	1412	-	-	1412
	16	Olmedo	623	622	-	-	622
	17	Quilanga	721	880	1375	1636	1505
	18	Sozoranga	862	923	1113	1142	1127
Tungurahua	19	Mocha	1122	1209	1480	1525	1502
	20	Tisaleo	1038	1269	1988	2371	2179
Orellana	21	Aguarico	826	461	-	-	461
Morona Santiago	22	Huamboya	726	900	1441	1756	1599
	23	Pablo VI	536	716	1276	1763	1519
	24	Taisha	785	1036	1817	2456	2136
Napo	25	Carlos Julio Arosemena Tola	665	931	1759	2652	2205
Pastaza	26	Mera	669	768	1076	1180	1128
Sucumbíos	27	Sucumbíos	553	549	-	-	549

Nota: Los GAD Municipales de Déleg, Gonzanamá, Olmedo, Aguarico y Sucumbíos presentaron tasas de crecimiento poblacional negativas, por lo cual se creyó conveniente utilizar para este análisis los resultados de población urbana obtenidos para estos municipios, durante el Censo 2010.

Tal como se puede observar en la tabla 19, el resultado final de la segmentación geográfica realizada fue un listado de 27 GAD Municipales, pertenecientes a 12 provincias distintas; y aunque estos 27 municipios se reparten entre estas 12 provincias, la mayoría de estos se concentran en dos provincias en particular: las provincias de Azuay y Loja; también vale la pena destacar que a nivel general la mayoría de GAD Municipales pertenecen a la región Sierra. Una vez obtenidos estos 27 GAD Municipales de la segmentación geográfica realizada, se procedió a investigar la disponibilidad de sistemas de depuración en cada uno de estos, para lo cual se utilizó cada uno de sus Planes de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT); teniendo en cuenta que uno de los objetivos de los PDOT es el diagnóstico de la situación de la prestación de servicios públicos como el alcantarillado sanitario y que además es

información oficial reportada por cada uno de los GAD Municipales, este documento se utilizó como una buena alternativa para este análisis.

Una vez que se analizó cada uno de los PDOT de los 27 GAD Municipales, se recopiló la información relacionada y relevante a la disponibilidad de sistemas de depuración, en la tabla 1.3 que se incluye en el Anexo 1, y luego se analizó toda esta información a través de dos características principales: cobertura y funcionamiento del sistema de depuración. En resumen, la característica cobertura estuvo referida al alcance del tratamiento que prestan los sistemas de depuración (áreas urbanas y/o áreas rurales), mientras que la característica funcionamiento estuvo referida principalmente a describir si las unidades o sistemas de depuración se encontraban o no en servicio (no se refiere a si las unidades o sistemas de tratamiento funcionaban o no de manera adecuada). En las tablas 20 y 21 se describen más detalladamente estas características y sus respectivas condiciones.

Tabla 20: Condiciones de cobertura de los sistemas de depuración.

Cobertura	Descripción
Total	El/los sistemas de depuración existentes sirven a todas las áreas urbanas y rurales del GADM.
Parcial	El/los sistemas de depuración solo sirven a algunas áreas urbanas, pero a ninguna área rural; el/los sistemas de depuración solo sirven a algunas áreas rurales, pero no urbanas; el/los sistemas de depuración solo sirven a algunas áreas urbanas y rurales.
No se conoce	El PDOT del GAD Municipal en cuestión no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración.
No dispone	El PDOT del GAD Municipal (al año de realización o actualización), indica que no existen sistemas de depuración.

Tabla 21: Condiciones de funcionamiento de los sistemas de depuración.

Funcionamiento	Descripción
Sí	El/los sistemas de depuración se encuentran en funcionamiento.
No	El/los sistemas de depuración están fuera de servicio.
Parcialmente	Algunos de los sistemas de depuración se encuentran en funcionamiento y otros están fuera de servicio.
No se conoce	El PDOT del GAD Municipal en cuestión no indica si el sistema o sistemas de depuración existentes, se encuentran en servicio o fuera de servicio.
No aplica	La característica de funcionamiento no aplica en el caso de que el GAD Municipal no disponga de sistemas de depuración.

En la tabla 22 se presentan el año de actualización de los PDOT de cada uno de los 27 GAD Municipales, un resumen de la información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y las condiciones que aplicaron (tanto para cobertura como funcionamiento) para cada uno, de acuerdo con el análisis de la información recopilada.

Tabla 22: Disponibilidad de sistemas de depuración en los 27 GAD Municipales.

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Resumen de la información de los PDOT relacionado a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o de alcantarillado	Disponibilidad de sistema de depuración	
					Cobertura	Funcionamiento
El Oro	1	Atahualpa	2018	Hasta el último año de actualización del PDOT del GADM de Atahualpa, este no contaba con sistemas de depuración a nivel general; se menciona que la mayoría de las aguas residuales son descargadas de manera directa hacia las quebradas del cantón (GADM de Atahualpa, 2018).	No dispone	No aplica
	2	Chilla	2018	El PDOT del GADM de Chilla no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración; pero si menciona otros aspectos como la falta de alcantarillado principalmente en las áreas rurales y contaminación de los recursos hídricos por aguas residuales (no se menciona si son descargas directas) (GADM de Chilla, 2018). En el año 2010, la cobertura de alcantarillado a nivel general era de menos del 40% (INEC, 2010).	No se conoce	No se conoce
	3	Las Lajas	2018	Existen cinco reactores anaeróbicos (no se especifica otra unidad de tratamiento), que sirven solo a algunas áreas urbanas del cantón; de estos cinco reactores, uno de ellos funciona de manera irregular debido a la falta de mantenimiento; en cuanto a las áreas rurales, algunas de estas no cuentan ni siquiera con alcantarillado, por lo cual utilizan pozos sépticos (GADM de Las Lajas, 2018).	Parcial	Parcial
Azuay	4	El Pan	2019	Existen varias plantas de tratamiento en el cantón (no se especifica el número total de plantas), las cuales sirven a algunas áreas urbanas y rurales; no se menciona el tipo o los tipos de tratamiento utilizados, y en cuanto al funcionamiento de dichas plantas, solo se menciona que la planta de tratamiento del área urbana está funcionando; también se menciona que existe contaminación de ríos y quebradas por la descarga de aguas residuales (no se menciona si son descargas directas) (GADM de El Pan, 2019).	Parcial	Parcial

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Resumen de la información de los PDOT relacionado a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o de alcantarillado	Disponibilidad de sistema de depuración	
					Cobertura	Funcionamiento
Azúay	5	Nabón	2018	Existen sistemas de depuración (no se especifica el número total de sistemas, ni los tipos de sistemas utilizados) en algunas áreas urbanas y rurales, pero algunos de estos han cumplido su vida útil, especialmente en las áreas rurales; también se menciona que existe contaminación de los recursos hídricos debido a la descarga directa de aguas residuales (GADM de Nabón, 2018).	Parcial	Parcial
	6	Oña	2016	Existe un sistema de depuración conformado por un desarenador y cuatro lagunas anaeróbicas, el cual solo sirve a algunas áreas urbanas del cantón; se menciona que este sistema de depuración es deficiente, y que existe contaminación de las fuentes hídricas por la descarga de aguas residuales (GADM de Oña, 2016).	Parcial	Sí
	7	Pucará ¹	2018	El PDOT del GADM de Pucará no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración; pero si menciona otros aspectos como el uso de pozos sépticos (que en su mayoría no cumplen con estándares de calidad) por gran parte de la población, y descargas de aguas residuales en ríos y quebradas (no se menciona si son descargas directas) (GADM de Pucará, 2018). En el año 2010, la cobertura de alcantarillado tanto a nivel general, como en cada una de sus parroquias, no superaba el 20% de cobertura (INEC, 2010).	No se conoce	No se conoce
	8	San Fernando	2018	Existe un sistema de depuración conformado por lagunas de oxidación (no se especifica la combinación de lagunas o el tipo de lagunas utilizadas), el cual solo sirve a algunas áreas urbanas y rurales del cantón; se menciona que existe contaminación por descarga de aguas residuales (no se menciona si son descargas directas) (GADM de San Fernando, 2018).	Parcial	Si
	9	Sevilla de Oro	2018	Hasta el último año de actualización del PDOT del GADM de Sevilla de Oro, este no contaba con sistemas de depuración a nivel general; se menciona que las descargas de aguas residuales son directas hacia algunos ríos del cantón (GADM de Sevilla de Oro, 2018).	No dispone	No aplica

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Resumen de la información de los PDOT relacionado a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o de alcantarillado	Disponibilidad de sistema de depuración	
					Cobertura	Funcionamiento
Cañar	10	Déleg	2018	Existen plantas depuradoras de aguas residuales en el cantón, las cuales sirven a algunas áreas urbanas y rurales del cantón (no se especifica el número total de plantas o que tipos de sistemas son utilizados); algunas de las plantas de tratamiento presentan problemas en su funcionamiento, debido a la falta de mantenimiento y existe contaminación de los recursos hídricos por la descarga directa de aguas residuales (GADM de Déleg, 2018).	Parcial	Si
Chimborazo	11	Colta ¹	2018	El PDOT del GADM de Colta no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración; pero si se menciona que cuentan con una baja cobertura de alcantarillado a nivel general y que existen descargas de aguas residuales en algunos ríos del cantón (no se menciona si son descargas directas) (GADM de Colta, 2018). En el año 2010, el porcentaje de cobertura de alcantarillado a nivel general era de menos del 15% y tanto su cabecera cantonal como sus parroquias contaban con porcentajes de cobertura bajos (INEC, 2010).	No se conoce	No se conoce
Cotopaxi	12	Pangua	2018	El PDOT del GADM de Pangua no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración, pero si menciona la existencia de alcantarillado tanto en la cabecera cantonal y en solo una de sus tres parroquias rurales; también se añade que la cobertura de alcantarillado es baja y que algunos sectores ni siquiera cuentan con alcantarillado, también existe contaminación del recurso agua por descarga de aguas servidas (no se menciona si son descargas directas), con un nivel de afectación alto (GADM de Pangua, 2018).	No se conoce	No se conoce
Loja	13	Chaguarpamba	2018	Existen en total cuatro sistemas de depuración en el cantón (no se menciona el tipo o tipos de tratamiento utilizados), uno de estos sirve a la cabecera cantonal y los tres restantes a algunas parroquias rurales del cantón; los tres sistemas de depuración que sirven a las parroquias rurales cuentan con una baja cobertura de depuración de las aguas residuales, y uno de ellos ha cumplido su vida útil, además existe contaminación por descarga directa de las aguas servidas a los cursos de agua (GADM de Chaguarpamba, 2018).	Parcial	Si

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Resumen de la información de los PDOT relacionado a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o de alcantarillado	Disponibilidad de sistema de depuración	
					Cobertura	Funcionamiento
	14	Espíndola ¹	2018	El PDOT del GADM de Espíndola no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración; pero si menciona otros aspectos como la dificultad para dotar de alcantarillado a la población (debido a la dispersión de los asentamientos humanos y a la topografía del cantón) y la descarga directa de aguas residuales hacia ríos del cantón (GADM de Espíndola, 2018). Hasta el año 2010, el porcentaje de cobertura de alcantarillado a nivel general era de un poco más del 20% y tanto la cabecera cantonal como todas las parroquias del cantón contaban con porcentajes de cobertura bajos (INEC, 2010).	No se conoce	No se conoce
Loja	15	Gonzanamá	2018	Existe solo un sistema de depuración conformado por una unidad de tratamiento primario (no se especifica el tipo de tratamiento) y un filtro biológico, el cual solo sirve a una parroquia rural del cantón; en el resto del cantón solo se da tratamiento primario (no se especifica el tipo de tratamiento) a las aguas residuales, a través de unidades de tratamiento que se encuentran en mal estado; principalmente, en las áreas rurales no existen sistemas de depuración, por lo cual se realizan descargas directas de aguas residuales hacia ríos y quebradas del cantón (GADM de Gonzanamá, 2018).	Parcial	Si
	16	Olmedo ¹	2018	El PDOT del GADM de Olmedo no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración; pero si menciona la contaminación del agua por descargas de aguas residuales (no se menciona si son descargas directas) (GADM de Olmedo, 2018). Hasta el año 2010, el porcentaje de cobertura de alcantarillado a nivel general era de menos del 20% y de igual manera, tanto su cabecera cantonal como su única parroquia rural contaban con porcentajes de cobertura bajos (INEC, 2010).	No se conoce	No se conoce

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Resumen de la información de los PDOT relacionado a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o de alcantarillado	Disponibilidad de sistema de depuración	
					Cobertura	Funcionamiento
Loja	17	Quilanga	2018	Existen sistemas de depuración que sirven a algunas áreas de la cabecera cantonal y de todas las parroquias rurales del cantón (no se especifica el número total de sistemas de depuración ni el tipo o tipos de sistemas utilizados); los sistemas de depuración de las parroquias rurales no están funcionando adecuadamente (no se mencionan las razones del mal funcionamiento) y existe contaminación de los recursos hídricos debido a la descarga de aguas residuales sin un tratamiento adecuado (GADM de Quilanga, 2018).	Parcial	Si
	18	Sozoranga ¹	2018	El PDOT del GADM de Sozoranga no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración; pero si menciona la contaminación del agua por descargas de aguas residuales (no se menciona si son descargas directas) (GADM de Sozoranga, 2018). Hasta el año 2010, el porcentaje de cobertura de alcantarillado era de menos del 20% y tanto su cabecera cantonal como sus parroquias rurales contaban con porcentajes de cobertura bajos (INEC, 2010).	No se conoce	No se conoce
Tungurahua	19	Mocha	2018	Existen cuatro plantas depuradoras en el cantón, de las cuales no se menciona el tipo o tipos de sistemas utilizados, tampoco se especifica las áreas de cobertura de estos sistemas, ni si se encuentran en funcionamiento (GADM de Mocha, 2018).	No se conoce	No se conoce
	20	Tisaleo	2018	Existen cinco plantas depuradoras, ubicadas en áreas urbanas del cantón (no se especifica el tipo o tipos de sistemas utilizados), además, se menciona la necesidad de aumentar la cobertura del tratamiento de las aguas residuales, tanto en áreas urbanas como rurales (GADM de Tisaleo, 2018).	Parcial	Si

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Resumen de la información de los PDOT relacionado a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o de alcantarillado	Disponibilidad de sistema de depuración	
					Cobertura	Funcionamiento
Orellana	21	Aguarico	2018	Existe solo un sistema de depuración (no se especifica el tipo de sistema utilizado), el cual solo sirve a una de las parroquias rurales del cantón, además, existe contaminación de los recursos hídricos debido a la descarga de aguas residuales (no se mencionan si son descargas directas) (GADM de Aguarico, 2018).	Parcial	Si
	22	Huamboya	2018	Hasta el último año de actualización del PDOT del GADM de Huamboya, no se contaba con sistemas de depuración a nivel general; en la mayoría de áreas rurales ni siquiera cuentan con alcantarillado (GADM de Huamboya, 2018).	No dispone	No aplica
Morona Santiago	23	Pablo VI	2018	Existe alcantarillado sanitario en el cantón (no se menciona con cuantos sistemas de depuración se cuenta o que tipos de sistemas son utilizados), pero no hay cobertura total para todas las áreas urbanas y rurales del cantón; en algunas áreas rurales se descargan directamente las aguas residuales hacia los ríos (GADM de Pablo VI, 2018).	Parcial	No se conoce
	24	Taisha	2019	Existe un solo sistema de depuración en el cantón, el cual está conformado por tres "tanques de tratamiento" (no se especifica de qué tipo de tratamiento se trata); este sistema de depuración solo sirve a algunas áreas urbanas del cantón, y además se encuentra en mal estado y no funciona de manera adecuada (GADM de Taisha, 2019).	Parcial	Si
Napo	25	Carlos Julio Arosemena Tola	2018	Existen sistemas de depuración que sirven a algunas áreas urbanas del cantón; no se especifica el número total de sistemas de depuración, pero si se menciona que estos sistemas de depuración están conformados por tanques sépticos y filtros anaerobios; se menciona que se realizan descargas directas de aguas residuales hacia algunos ríos del cantón y también descargas de aguas residuales sin un tratamiento adecuado (GADM de Carlos Julio Arosemena Tola, 2018).	Parcial	Si

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Resumen de la información de los PDOT relacionado a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o de alcantarillado	Disponibilidad de sistema de depuración	
					Cobertura	Funcionamiento
Pastaza	26	Mera ¹	2018	El PDOT del GADM de Mera no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración; pero sí indica que existe contaminación de los recursos hídricos debido a la descarga de aguas residuales (no se menciona si son descargas directas) (GADM de Mera, 2018). Hasta el año 2010, el porcentaje de cobertura de alcantarillado a nivel general era de menos del 40% y tanto su cabecera cantonal como sus parroquias rurales no superaban el 40 % de cobertura (INEC, 2010).	No se conoce	No se conoce
Sucumbíos	27	Sucumbíos	2018	El PDOT del GADM de Sucumbíos no menciona la disponibilidad de sistemas de depuración; pero sí indica que hasta el año 2010 a nivel general existía una cobertura de alcantarillado de aproximadamente el 50%; también se indica que en la mayoría de áreas rurales, las descargas de aguas residuales son directas hacia ríos o quebradas (GADM de Sucumbíos, 2018).	No se conoce	No se conoce

¹ En el caso de los GAD Municipales de Chilla, Pucará, Colta, Espíndola, Olmedo, Sozoranga y Mera, la información concerniente a la disponibilidad de sistemas de depuración presentada en sus PDOT fue insuficiente, por lo cual para estos municipios también se decidió incluir la información de su cobertura de alcantarillado correspondiente al año 2010, de acuerdo con los datos publicados por el INEC (2010).

De la información presentada en la tabla 22, se concluye que, de los 27 GAD Municipales, hay quince GAD Municipales que poseen sistemas de depuración, tres que no poseen sistemas de depuración y los nueve GAD Municipales restantes corresponden a aquellos cuya información presentada en sus PDOT fue insuficiente o escasa sobre su disponibilidad de sistemas de depuración.

Del grupo de los quince GAD Municipales que cuentan con sistemas de depuración, en el cual se encuentran Las Lajas, El Pan, Nabón, Oña, San Fernando, Déleg, Chaguarpamba, Gonzanamá, Quilanga, Mocha, Tisaleo, Aguarico, Pablo VI, Taisha y Carlos Julio Arosemena Tola, es necesario mencionar que solo seis se refieren al tipo de tratamiento o sistemas de depuración que utilizan, entre los cuales están los reactores anaerobios (Las Lajas), desarenador y lagunas anaerobias (Oña), lagunas de estabilización (San Fernando), tratamiento primario y filtro biológico (Gonzanamá), “tanques de tratamiento” (Taisha), y tanques sépticos y filtros anaerobios (Carlos Julio Arosemena Tola). Cabe destacar que a pesar de que estos GAD Municipales cuentan con sistemas de depuración, también tienen problemas como cobertura parcial de tratamiento de sus aguas residuales, contaminación de ríos o quebradas por la descarga de aguas residuales y sistemas de depuración en mal estado. En el caso del grupo de los tres GAD Municipales que no cuentan con sistemas de depuración, en el cual se encuentran Atahualpa, Sevilla de Oro y Huamboya; estos presentan descargas directas de sus aguas residuales hacia ríos o quebradas.

Por último, tenemos el grupo de los nueve GAD Municipales restantes: Chilla, Pucará, Colta, Pangua, Espíndola, Olmedo, Sozoranga, Mera y Sucumbíos, cuya información presentada en sus PDOT fue insuficiente o escasa acerca de su disponibilidad de sistemas de depuración, pero que en la mayoría de casos si se menciona que la descarga de sus aguas residuales es hacia ríos o quebradas (solo Espíndola y Sucumbíos reportan descargas directas); cabe señalar que para algunos de estos municipios se creyó conveniente incluir sus datos de cobertura de

alcantarillado del año 2010 y de acuerdo con estas cifras la mayoría contaban con una cobertura general de menos del 50%.

6.2 Tecnología apropiada.

Los sistemas de depuración de aguas residuales basados en tecnologías apropiadas cuentan con tres características principales: la no utilización de equipos sofisticados (en la mayoría de los casos no incluyen equipos, solo materiales de construcción locales), sencillez de operación y mantenimiento (no necesitan personal altamente calificado), y bajos costos de inversión, operación y mantenimiento (son mucho menos costosos que los sistemas de depuración convencionales) (Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012).

En este acápite se presentará de manera general algunas de las condiciones de aplicabilidad de los sistemas de aplicación en el terreno, sistemas de macrófitas, humedales artificiales, lagunas de estabilización y tratamiento in situ, basados en lo que indica la literatura científica. Para la recopilación de esta información se ha seleccionado algunas características entre las cuales se encuentran las condiciones de aplicación: eficiencia de remoción, disponibilidad de espacio, temperatura, entre otras; y, además se ha recopilado las condiciones de aplicabilidad tomando en cuenta los tipos de sistemas escogidos como estudios de caso en el capítulo 5. Es decir, para los sistemas de aplicación en el terreno, se seleccionó el sistema flujo superficial; para los sistemas de macrófitas, el sistema de jacinto de agua; para los humedales artificiales, el humedal artificial de flujo subsuperficial; para los sistemas de lagunas de estabilización se seleccionaron los tres tipos de lagunas (anaerobia, facultativa y de maduración) y para los sistemas de tratamiento in situ se seleccionó el sistema de tanque séptico con filtro anaerobio.

En las tablas 23, 24, 25, 26 y 27 se detallan algunas condiciones de aplicabilidad para los sistemas de flujo superficial, jacinto de agua, humedal artificial de flujo subsuperficial, lagunas anaerobia, facultativa y de maduración, y para el sistema tanque séptico con filtro anaerobio.

Tabla 23: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para el sistema de flujo superficial.

Características	Condiciones	Referencias
Aplicación	Tratamiento secundario o secundario avanzado de aguas residuales domésticas con pretratamiento.	Crites et al., 2014
Eficiencia de remoción	DBO ₅ : 80-90%; SS: 80-93%; NT: < 65%; CF: 2-3 unidades logarítmicas.	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Requerimientos especiales de sitio	Se requieren de suelos relativamente impermeables (arcillas y limos arcillosos); pendientes del 0% - 12%; profundidad de aguas subterráneas de 0,5 - 1 m (no se considera un aspecto crítico); cerca de cuerpos de agua para la descarga del efluente generado.	Crites et al., 2014
Disponibilidad de espacio	2,0 - 3,5 m ² /habitante (áreas grandes)	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Temperatura (aire)	Zonas de clima frío con temperaturas del aire mínima de -3 °C (equivalente a temperaturas del agua residual mayores de 7°C)	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Necesidad de energía eléctrica	No	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Necesidad de insumos importados	No	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Necesidad de equipamiento	No	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Costos de inversión	15 - 30 US\$/habitante	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Costos de operación y mantenimiento	0,8 - 1,5 US\$/año/habitante	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Nivel de dificultad de requerimientos de operación y mantenimiento	Bajo; las actividades de operación y mantenimiento incluyen el corte de la vegetación y el mantenimiento del talud y de los canales de recogida del efluente.	Crites et al., 2014

Nota: DBO₅= Demanda Bioquímica de Oxígeno durante cinco días; SS= Sólidos Suspendedos; NT= Nitrógeno Total; CF= Coliformes Fecales.

Tabla 24: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para el sistema de jacinto de agua.

Características	Condiciones	Referencias
Aplicación	Tratamiento secundario o secundario avanzado de aguas residuales domésticas con pretratamiento	EPA, 1988
Eficiencia de remoción	Efluentes con DBO ₅ < 30 mg/l, SS < 30 mg/l y NT < 15 mg/L	EPA, 1988
Requerimientos especiales de sitio	Terrenos con topografía plana o en ligera pendiente, con suelos de permeabilidad lenta (5 mm/h). En el caso de contar con suelos de permeabilidad rápida se pueden utilizar revestimientos de arcilla o láminas impermeabilizantes.	Metcalf y Eddy, 1995
	Cerca de cuerpos de agua para la descarga del efluente generado.	Reed et al., 1988
Disponibilidad de espacio	Aproximadamente de 2 a 3 ha/3800 m ³ /día	DeBusk et al., 1989
	Estos sistemas requieren de áreas grandes	Tilley et al., 2016
Temperatura	Climas cálidos o tropicales sin temperaturas bajo cero.	Tilley et al., 2016
	Se recomiendan temperaturas de las aguas residuales entre 21-30°C para un crecimiento óptimo.	Reed y Bastian, 1980
Necesidad de energía eléctrica	No	EPA, 1988
Necesidad de insumos importados	No	EPA, 1988
Necesidad de equipamiento	No	EPA, 1988
Costos de inversión	Relativamente bajos	Reed y Bastian, 1980
Costos de operación y mantenimiento	Relativamente bajos	Reed y Bastian, 1980
Nivel de dificultad de requerimientos de operación y mantenimiento	Bajo; las actividades de operación y mantenimiento incluyen la cosecha de las plantas, la disposición o utilización de las plantas, la remoción de lodos y el control de mosquitos.	Reed et al., 1988

Nota: DBO₅= Demanda Bioquímica de Oxígeno durante cinco días; SS= Sólidos Suspendidos; NT= Nitrógeno Total; CF= Coliformes Fecales.

Tabla 25: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para el humedal artificial de flujo subsuperficial.

Características	Condiciones	Referencias
Aplicación	Tratamiento secundario o secundario avanzado de aguas residuales domésticas con pretratamiento.	EPA, 2000a
Eficiencia de remoción	DBO ₅ : 80-90%; SS: 87-93%; NT: < 60%; CF: 3-4 unidades logarítmicas.	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Requerimientos especiales de sitio	Se requieren suelos impermeables para minimizar la percolación o también se puede impermeabilizar el mismo; pendientes del 0%-6%; las aguas subterráneas no deben encontrarse en la profundidad de excavación; cerca de cuerpos de agua para la descarga del efluente generado. Para impermeabilizar el suelo se pueden utilizar revestimientos de arcilla, de arcilla con bentonita o de polietileno.	Crites et al., 2014
Disponibilidad de espacio	1,5-5 m ² /habitante (áreas grandes)	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Temperatura (aire)	Zonas de clima frío con temperaturas del aire mínima de -3 °C (equivalente a temperaturas del agua residual mayores de 7°C).	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Necesidad de energía eléctrica	No	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Necesidad de insumos importados	No	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Necesidad de equipamiento	No	Brault et al., 2022
Costos de inversión	20 - 30 US\$/habitante	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Costos de operación y mantenimiento	1 - 1,5 US\$/año/habitante	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Nivel de dificultad de requerimientos de operación y mantenimiento	Bajo; las actividades de operación y mantenimiento incluyen la limpieza de los colectores de entrada y salida, la cosecha de las plantas cada cierto tiempo (de acuerdo con su ciclo de crecimiento) y la limpieza de la superficie del lecho filtrante.	Brault et al., 2022

Nota: DBO₅= Demanda Bioquímica de Oxígeno durante cinco días; SS= Sólidos Suspendedos; NT= Nitrógeno Total; CF= Coliformes Fecales.

Tabla 26: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para las lagunas de estabilización.

Características	Condiciones	Referencias						
Aplicación	AN+FAC: tratamiento secundario de aguas residuales domésticas con pretratamiento.	Von Sperling y Chernicharo, 2005						
	AN+FAC+MAD: tratamiento terciario de aguas residuales domésticas con pretratamiento.	Mara, 2004						
Porcentajes de eficiencia de remoción	Combinación	Arthur, 1983, p. 23						
			DBO ₅	CF				
			12°C	20°C	25°C	12°C	20°C	25°C
	AN		45	62	70	60	86	93
	AN+FAC		80	88	90	96	99,50	99,2
	AN+FAC+MAD		86	92	94	99,0	99,975	99,95
	AN+FAC+3 MAD		94	95	95+	99,95	99,9996	99,9999
	FAC		75	80	84	91	97	98
Requerimientos especiales de sitio	Se requieren de suelos impermeables para minimizar la percolación o también se puede impermeabilizar el suelo; sin pendientes pronunciadas; las aguas subterráneas no deben encontrarse dentro de la profundidad de excavación; cerca de cuerpos de agua para la	Crites et al., 2014						
	Para impermeabilizar el suelo se puede utilizar arcilla o geomembranas resistentes a las actividades microbianas.	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012						
Disponibilidad de terreno	Anaerobia: 0,15-0,2 m ² /habitante (áreas pequeñas)	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012						
	Facultativa y de maduración: áreas grandes	2012						
	Sistema anaerobia+facultativa+maduración: 3-5 m ² /habitante (áreas grandes)	Von Sperling y Chernicharo, 2005						
Temperatura (aire)	Temperaturas del aire mínima de 12°C (equivalente a temperaturas del agua residual mayores o igual a 15°C)	Arthur, 1983						
Necesidad de energía eléctrica	No	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012						
Necesidad de insumos importados	No	USAID, 2005						
Necesidad de equipamiento	No	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012						
Costos de inversión	20-40 US\$/habitante (sistema anaerobia+facultativa+maduración)	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012						
Costos de operación y mantenimiento	0,2-0,4 US\$/año/habitante (sistema anaerobia+facultativa+maduración)	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012						
Nivel de dificultad de requerimientos de operación y	Bajo; la operación y mantenimiento de estos sistemas requieren en su mayoría de mano de obra no calificada, entre las actividades de operación y mantenimiento están el corte de vegetación de los taludes de las lagunas, y la remoción de natas y de plantas acuáticas	Brault et al., 2022						

Nota: DBO₅= Demanda Bioquímica de Oxígeno durante cinco días; CF= Coliformes Fecales.

AN= laguna anaerobia. FAC= laguna facultativa. MAD= laguna de maduración. AN+FAC= sistema de lagunas anaerobia y facultativa.

AN+FAC+MAD= sistema de lagunas anaerobia, facultativa y de maduración. AN+FAC+3 MAD= sistema de lagunas anaerobia, facultativa

y tres de maduración. FAC+MAD= sistema de lagunas facultativa y de maduración. FAC+ 3MAD= sistema de lagunas facultativa y tres de

maduración

Tabla 27: Condiciones de aplicabilidad como tecnología apropiada para el sistema de tanque séptico y filtro anaerobio.

Características	Condiciones	Referencias
Aplicación	Tratamiento secundario de aguas residuales domésticas de viviendas unifamiliares o grupos de viviendas.	Brault et al., 2022
Eficiencia de remoción	DBO ₅ : 80-85%; SS: 80-90%; NT: < 60%; CF: 1-2 unidades logarítmicas.	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Requerimientos especiales de sitio	Evitar zonas con niveles freáticos altos o donde haya inundaciones frecuentes; cerca de lugares donde se pueda descargar el efluente.	Tilley et al., 2016
	Se recomiendan terrenos con pendientes de hasta el 25%.	Metcalf y Eddy, 1995
Disponibilidad de espacio	0,06 - 0,15 m ² /habitante (áreas pequeñas)	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Temperatura (agua)	Temperaturas del agua residual mayores a 16°C.	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Necesidad de energía eléctrica	No	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Necesidad de insumos importados	No	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Necesidad de equipamiento	No	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012
Costos de inversión	30 - 50 US\$/habitante	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Costos de operación y mantenimiento	2,5 - 4,0 US\$/habitante	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Nivel de dificultad de requerimientos de operación y mantenimiento	Bajo; en general no se requieren de actividades de operación, pero sí de mantenimiento, como la remoción del exceso de lodos y de las natas del tanque séptico cada cierto tiempo, y en el caso de los filtros anaerobios se necesita limpiar el filtro y retirar el exceso de lodos.	Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012

Nota: DBO₅= Demanda Bioquímica de Oxígeno durante cinco días; SS= Sólidos Suspendedos; NT= Nitrógeno Total; CF= Coliformes Fecales.

6.3 Condiciones de aplicabilidad.

Las condiciones de aplicabilidad se enfocarán en las condiciones necesarias para que cada uno de los sistemas de depuración puedan aplicarse en un lugar determinado. Lo que se pretende mediante este acápite es presentar algunas de las condiciones de aplicabilidad más relevantes para los sistemas de flujo superficial, sistemas de jacinto de agua, humedales artificiales de flujo subsuperficial, sistema de lagunas anaerobia y facultativa, y del sistema tanque séptico con filtro anaerobio, para luego realizar el análisis de viabilidad técnica de estos sistemas de depuración en cada uno de los 27 GAD Municipales resultantes de la segmentación geográfica.

Se decidió utilizar cuatro condiciones de aplicabilidad principales, las cuales son: temperatura del agua residual, disponibilidad de espacio, DBO₅ del agua residual doméstica cruda y permeabilidad del suelo. A continuación, se presentan en detalle las cuatro condiciones de aplicabilidad escogidas.

6.3.1 Temperatura del agua residual.

La tasa de crecimiento de las bacterias que se ven involucradas en gran parte de los procesos de descomposición aerobios y anaerobios, en los cuales se basan los sistemas de depuración naturales estudiados, varía con la temperatura; es decir, si se cuentan con temperaturas bajas, la tasa de crecimiento de las bacterias también será baja y, por lo tanto, también bajará la eficiencia de los sistemas de depuración; por el contrario, si se tienen temperaturas altas (entre 15-40°C) la tasa de crecimiento de las bacterias será alta y por lo tanto, se tendrá una eficiencia mayor en la depuración (Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012).

Tomando en cuenta la relación existente entre la temperatura del aire y la temperatura de las aguas residuales, la cual, por lo general establece que las aguas residuales suelen estar unos grados centígrados por encima de la temperatura del aire (Mara, 2003); y, considerando la importancia de la temperatura en la eficiencia de los sistemas de depuración, podemos concluir

que la eficiencia de los sistemas de depuración estudiados en la presente disertación, se verá afectada especialmente en aquellas épocas de clima frío donde las temperaturas del aire bajen considerablemente y por lo tanto, también la temperatura de las aguas servidas.

Para comprender la relación entre la temperatura del aire, la temperatura de las aguas residuales y la eficiencia de algunos sistemas de depuración basados en tecnologías apropiadas durante épocas de clima frío, Libhaber y Orozco-Jaramillo (2012) plantearon un total de tres zonas principales de temperatura, para las cuales establecieron rangos de temperatura del aire durante climas fríos y a su vez propusieron una equivalencia para estos rangos de temperatura del aire en temperaturas de aguas residuales. En la tabla 28 se muestran las tres zonas propuestas y los rangos de temperaturas del aire y de las aguas residuales establecidos.

Tabla 28: Zonas y rangos de temperatura (Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012).

Tipo de zona	Descripción
Zonas tipo 1	Zonas con temperaturas muy frías donde las temperaturas del aire descienden durante la estación fría por debajo de -3°C ; lo que equivaldría aproximadamente a zonas con temperaturas de las aguas residuales (en la estación fría) comprendidas entre $+1^{\circ}\text{C}$ y $+7^{\circ}\text{C}$.
Zonas tipo 2	Zonas con temperaturas medias frías en las que las temperaturas del aire durante la estación fría se mantienen por encima de -3°C , pero por debajo de $+7^{\circ}\text{C}$; lo que equivaldría aproximadamente a zonas con temperaturas de las aguas residuales (en la estación fría) comprendidas entre $+8^{\circ}\text{C}$ y 12°C .
Zonas tipo 3	Zonas con temperaturas templadas en las que las temperaturas del aire durante la estación fría permanecen siempre por encima de $+7^{\circ}\text{C}$; para estas zonas se distinguen las regiones con temperaturas de aguas residuales (en la estación fría) por encima de los $+13^{\circ}\text{C}$ y las regiones con temperaturas de aguas residuales (en la estación fría) por encima de los $+16^{\circ}\text{C}$.

Además de proponer las distintas zonas presentadas en la tabla 28, Libhaber y Orozco-Jaramillo (2012) también realizaron un listado de algunas unidades o sistemas de depuración con tecnologías apropiadas que funcionarían de manera adecuada. Para esta condición de aplicabilidad, se utilizarán los rangos de temperatura de aguas residuales establecidos por Libhaber y Orozco-Jaramillo (2012) y a base de lo recomendado por la literatura técnica, se determinará para cada uno de los sistemas de depuración analizados, en cuál o cuáles rangos funcionarían de manera adecuada.

6.3.2 Disponibilidad de espacio.

La selección de una localización para la implementación de un sistema de depuración depende en gran manera de la disponibilidad de espacio que se tenga, es decir, al contar con poco espacio disponible, lo más lógico sería seleccionar una alternativa de sistema de depuración que ocupe áreas pequeñas, mientras que, al contar con grandes áreas disponibles, podrían seleccionarse alternativas de depuración sin importar que estas ocupe grandes áreas (Libhaber y Orozco-Jaramillo, 2012).

Lo que se aspira lograr a través de esta condición de aplicabilidad, es determinar cuál o cuáles de los sistemas de depuración considerados en este análisis requieren de áreas grandes o áreas pequeñas. Dentro de este contexto, se ha creído conveniente el uso de los tres rangos de disponibilidad de espacio para sistemas de depuración establecidos por Libhaber y Orozco-Jaramillo (2012), quienes propusieron en su trabajo que aquellos sistemas de depuración basados en tecnologías apropiadas que requieren desde 0,002 hasta 0,01 m²/habitante pueden ser considerados como sistemas que requieren de áreas muy pequeñas; aquellos sistemas de depuración que requieren desde 0,01 hasta 0,5 m²/habitante pueden ser considerados como sistemas que requieren de áreas pequeñas; y, por último, aquellos sistemas de depuración que requieren desde 0,5 hasta 5,0 m²/habitante pueden ser considerados como sistemas que requieren de áreas grandes.

Además de establecer los tres rangos de disponibilidad de espacio, Libhaber y Orozco-Jaramillo (2012) también realizaron un listado de algunas unidades o sistemas de depuración con tecnologías apropiadas, que pertenecen a cada uno de estos rangos de disponibilidad de espacio. Para esta condición de aplicabilidad, se utilizarán los tres rangos de disponibilidad de espacio establecidos por Libhaber y Orozco-Jaramillo (2012) y a base de lo recomendado por la literatura técnica, se determinará para cada sistema de depuración, en cuál de las categorías de disponibilidad de espacio es aplicable.

6.3.3 DBO₅ del agua residual doméstica cruda.

A través de esta condición de aplicabilidad se determinará qué tipos de fuerza (débil, media, fuerte, muy fuerte) del agua residual doméstica cruda en términos de DBO₅ es apropiada para cada uno de los sistemas de depuración en análisis. Para realizar este análisis se utilizaron los límites de fuerza de aguas residuales domésticas en términos de DBO₅ establecidos por Mara (2003), los cuales se exhiben en la tabla 29.

Tabla 29: Fuerza de aguas residuales domésticas en términos de DBO₅ (Mara, 2003).

Fuerza de aguas residuales domésticas	Concentración de DBO₅ (mg/l)
Débil	< 200
Media	200 - 350
Fuerte	350 - 750
Muy fuerte	> 750

Teniendo los rangos referenciales de fuerza del agua residual doméstica en términos de DBO₅ establecidos, el siguiente paso fue la recopilación de la información concerniente a las concentraciones máximas (o rangos) de DBO₅, propuestos por la literatura científica, para el agua residual cruda tal que ésta sea apta para depurarse en los sistemas de flujo superficial, estanques con jacinto de agua, humedales artificiales de flujo subsuperficial, lagunas anaerobia

y facultativa, y sistema tanque séptico con filtro anaerobio. Posteriormente, se realizó la comparación entre los límites de fuerza de aguas residuales domésticas en términos de DBO₅ establecidos por Mara (2003) y los valores de DBO₅ propuestos por la literatura científica para cada uno de los sistemas de depuración.

6.3.4 Permeabilidad del suelo.

La permeabilidad del suelo es una medida de la capacidad de líquidos para atravesar el suelo, y puede considerarse un factor crítico para los sistemas de flujo superficial, sistemas de jacinto de agua, humedales artificiales de flujo subsuperficial y lagunas de estabilización, ya que, si se tiene suelos con permeabilidades muy altas, podría provocar la filtración de las aguas residuales hacia los estratos de suelo subyacentes (Crites et al., 2014).

Teniendo en cuenta la información de las tablas 23, 24, 25, 26 y 27 del acápite 6.2, podemos afirmar que todos los sistemas de depuración analizados a excepción del sistema de tanque séptico y filtro anaerobio, requieren de suelos con permeabilidad lenta; sin embargo, esta limitación podría ser superada para los sistemas de jacinto de agua, humedales artificiales de flujo subsuperficial y sistemas de lagunas anaerobia y facultativa, mediante la impermeabilización del suelo con revestimientos de arcilla o geomembranas, por lo que se ha considerado la condición de permeabilidad del suelo solamente para el sistema de flujo superficial.

En las tablas 30 y 31, se presentan los resultados obtenidos de las condiciones de aplicabilidad para cada uno de los sistemas de depuración en análisis.

Tabla 30: Temperatura del agua residual y disponibilidad de espacio para la aplicación de los sistemas de depuración.

Sistemas de depuración	Temperatura del agua residual ¹				Disponibilidad de espacio ²		
	1°C a 7°C	8°C a 12°C	13°C a 16°C	> 16°C	Áreas muy pequeñas (0,002-0,01 m ² /hab)	Áreas pequeñas (0,01-0,5 m ² /hab)	Áreas grandes (0,5-5,0 m ² /hab)
Flujo superficial		x	x	x			x
Sistema de jacinto de agua				x ³	-	-	-
Humedal artificial de flujo subsuperficial		x	x	x			x
Laguna anaerobia+facultativa				x ⁴		x	
Tanque séptico+filtro anaerobio				x		x	

¹ Se ha utilizado la referencia Libhaber y Orozco-Jaramillo (2012) para establecer los rangos de temperatura y para definir la temperatura de aplicación de los sistemas de flujo superficial, humedal artificial de flujo subsuperficial y tanque séptico con filtro anaerobio.

² Para el desarrollo de esta condición de aplicabilidad se ha utilizado la referencia Libhaber y Orozco-Jaramillo (2012). Para el sistema jacinto de agua no se obtuvo información referente a esta condición.

³ Reed y Bastian (1980) recomiendan temperaturas del agua residual mayores o iguales a 21°C.

⁴ Según Arthur (1983) para el sistema de laguna anaerobia y facultativa es preferible tener temperaturas del agua residual iguales o mayores a 15°C.

Tabla 31: DBO₅ del agua residual doméstica cruda y permeabilidad del suelo para la aplicación de los sistemas de depuración.

Sistemas de depuración	DBO ₅ del agua residual doméstica cruda ¹				Permeabilidad del suelo ⁷	
	< 200 mg/l (Débil)	200-350 mg/l (Media)	350-750 mg/l (Fuerte)	> 750 mg/l (Muy fuerte)	Lenta (< 0,5 cm/h)	No aplica
Flujo superficial	x ²	x ²	x ²		x ⁷	
Sistema de jacinto de agua	x ³					x
Humedal artificial de flujo subsuperficial	x ⁴					x
Laguna anaerobia+facultativa	x ⁵	x ⁵	x ⁵			x
Tanque séptico+filtro anaerobio	x ⁶	x ⁶				x

¹ Para establecer los rangos de DBO₅ del agua residual doméstica cruda se ha utilizado como referencia Mara (2003).

² EPA (2006) sugiere una concentración máxima de DBO₅ de 400 mg/l para los sistemas de flujo superficial.

³ EPA (1988) sugiere una concentración de DBO₅ entre 130 a 180 mg/l para los sistemas de jacinto de agua.

⁴ EPA (2000b) sugiere una concentración de DBO₅ entre 30 a 175 mg/l para los humedales artificiales de flujo subsuperficial.

⁵ Pescod y Mara (1988) sugieren una concentración máxima de DBO₅ de aproximadamente 400 mg/l para el sistema laguna anaerobia y facultativa.

⁶ Raman y Khan (1982) como se citó en Viraraghavan y Kent (1983) recomiendan concentraciones de DBO₅ entre 110 a 300 mg/l para el sistema tanque séptico y filtro anaerobio.

⁷ Según EPA (2006) se prefieren suelos con permeabilidad lenta (< 0,5 cm/h) o incluso también se pueden permitir suelos con una permeabilidad moderada siempre y cuando se compacte el suelo para restringir la percolación de las aguas residuales.

6.4 Análisis de la viabilidad de la aplicación.

El análisis de la viabilidad de la aplicación de los sistemas de depuración analizados en los 27 GAD Municipales seleccionados que se presenta a continuación, es absolutamente preliminar y referencial; y, aunque este análisis pueda establecer la viabilidad de la aplicación de uno o varios sistemas de depuración en los GAD Municipales considerados, finalmente, para la selección definitiva de un sistema de depuración y particularmente, en el caso de estos 27 GAD Municipales, se deberá realizar un análisis exhaustivo tomando en cuenta las variables específicas propias de cada localidad y, deberán compararse diferentes alternativas de tecnología de tratamiento y de localización a nivel de factibilidad, seleccionar la más adecuada, y luego desarrollar los estudios definitivos que correspondan.

El presente análisis de la viabilidad de la aplicación de los sistemas de depuración antes mencionados, se basó en las condiciones de aplicabilidad recopiladas en las tablas 30 y 31, y requirió de la definición preliminar y general de las características básicas en los 27 GAD Municipales relacionadas con las condiciones de aplicabilidad (temperatura del agua residual, DBO₅ del agua residual doméstica cruda, disponibilidad de espacio y permeabilidad del suelo) para su comparación con la información recopilada en las tablas 30 y 31. Para presentar los resultados de este análisis, se muestran tablas de resultados por cada una de las condiciones de aplicabilidad analizadas y luego dos tablas resumen con los resultados obtenidos para los 27 GAD Municipales.

En los siguientes acápites se explica cómo se definió las características básicas en los 27 GAD Municipales relacionadas con las condiciones de aplicabilidad (temperatura del agua residual, DBO₅ del agua residual doméstica cruda, disponibilidad de espacio y permeabilidad del suelo) y las tablas de resultados.

6.4.1 Temperatura del agua residual.

Para estimar la temperatura (aproximada) media mínima de las aguas residuales en cada uno de los 27 GAD Municipales, se consideró la temperatura media mínima mensual del aire en cada uno de estos municipios y a cada una de estas temperaturas se le añadió 2°C, acogiendo lo mencionado por Mara (2003), quién indica que la variación entre la temperatura del aire y la temperatura del agua residual se encuentra entre 1 y 2°C.

Para obtener la temperatura media mínima mensual del aire de cada uno de los 27 GAD Municipales, se utilizó los anuarios meteorológicos de los años 2011, 2012 y 2013 publicados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI, 2014; INAMHI, 2015; INAMHI, 2017), y se seleccionaron las estaciones más cercanas a los GAD Municipales y que tuvieran la información lo más completa posible. La información necesaria recopilada a través de los anuarios meteorológicos fue compilada en la tabla 2.1 que se incluye en el Anexo 2. En la tabla 32 se presentan los resultados obtenidos del análisis de aplicabilidad de la condición temperatura del agua residual para cada uno de los 27 GAD Municipales.

Tabla 32: Análisis de la condición temperatura del agua residual en los 27 GAD Municipales.

Nº	GADM	Temperatura aproximada media mínima de las aguas residuales (°C) ¹	Condición de aplicabilidad: temperatura del agua residual				
			FS (>= 8°C)	SJA (>= 21°C)	FSS (>= 8°C)	LA+LF (>= 15°C)	TS+FA (> 16°C)
1	Atahualpa	21	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
2	Chilla	22	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
3	Las Lajas	18	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	El Pan	11	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
5	Nabón	16	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	No cumple
6	Oña	16	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	No cumple
7	Pucará	9	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
8	San Fernando	16	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	No cumple
9	Sevilla de Oro	11	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
10	Déleg	10	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple

N°	GADM	Temperatura aproximada media mínima de las aguas residuales (°C) ¹	Condición de aplicabilidad: temperatura del agua residual				
			FS (>= 8°C)	SJA (>= 21°C)	FSS (>= 8°C)	LA+LF (>= 15°C)	TS+FA (> 16°C)
11	Colta	5	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
12	Pangua	16	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	No cumple
13	Chaguarpamba	18	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple
14	Espíndola	14	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
15	Gonzanamá	16	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	No cumple
16	Olmedo	18	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple
17	Quilanga	9	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
18	Sozoranga	14	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
19	Mocha	10	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
20	Tisaleo	10	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
21	Aguarico	24	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
22	Huamboya	18	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple
23	Pablo VI	18	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple
24	Taisha	17	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple
25	Carlos Julio Arosemena Tola	21	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
26	Mera	19	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple
27	Sucumbíos	21	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Nota: FS= flujo superficial, SJA= sistema de jacinto de agua, FSS= humedal artificial de flujo subsuperficial, LA+LF= sistema de lagunas anaerobia y facultativa, TS+FA= sistema de tanque de séptico y filtro anaerobio.

¹ Se estimó considerando la temperatura media mínima mensual del aire en cada GAD Municipal según INAMHI (2014, 2015, 2017), más 2°C.

6.4.2 DBO₅ del agua residual doméstica cruda.

Debido a que este análisis es preliminar y referencial, y en vista de que los GAD Municipales considerados son pequeños, se asumió que las aguas residuales serían básicamente de carácter doméstico y que, de modo general, tendrían una DBO₅ de fuerza débil a media. A partir de la suposición anterior, se consideró referencialmente que el agua residual tendría una DBO₅ aproximada de alrededor de 190 mg/l, según lo indicado por Metcalf y Eddy (2003), para agua residual doméstica de fuerza media, y en la tabla 33 se presentan los resultados del análisis de aplicabilidad de esta condición, para cada uno de los 27 GAD Municipales; se ha considerado también que, toda vez que el valor de DBO₅ de 190 mg/l es referencial y que las diferencias

respecto de los valores máximos recomendados para la aplicabilidad de los sistemas de jacinto de agua y humedal artificial de flujo subsuperficial, que ascienden a 5% y 8% respecto del valor de DBO₅ asumido, son aceptables por tratarse de valores referenciales.

Tabla 33: Análisis de la condición DBO₅ del agua residual doméstica cruda en los 27 GAD Municipales.

Nº	GADM	Condición de aplicabilidad: fuerza de aguas residuales domésticas en términos de DBO ₅				
		FS (=< 400 mg/l)	SJA (=< 190 mg/l) ¹	FSS (=< 190 mg/l) ¹	LA+LF (=< 400 mg/l)	TS+FA (=< 300 mg/l)
1	Atahualpa	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
2	Chilla	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
3	Las Lajas	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	El Pan	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
5	Nabón	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
6	Oña	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
7	Pucará	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
8	San Fernando	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
9	Sevilla de Oro	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
10	Déleg	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
11	Colta	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
12	Pangua	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
13	Chaguarpamba	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
14	Espíndola	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
15	Gonzanamá	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
16	Olmedo	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
17	Quilanga	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
18	Sozoranga	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
19	Mocha	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
20	Tisaleo	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
21	Aguarico	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
22	Huamboya	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
23	Pablo VI	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
24	Taisha	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
25	Carlos Julio Arosemena	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
26	Mera	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
27	Sucumbíos	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Nota: FS= flujo superficial, SJA= sistema de jacinto de agua, FSS= humedal artificial de flujo subsuperficial, LA+LF= sistema de lagunas anaerobia y facultativa, TS+FA= sistema de tanque de séptico y filtro anaerobio.

¹ Se ha admitido que el valor de DBO₅ podría exceder hasta en un 5% para el sistema de jacinto de agua y hasta en un 8% para el humedal artificial de flujo subsuperficial.

6.4.3 Disponibilidad de espacio.

Para realizar la comparación entre el espacio disponible aproximado en cada uno de los 27 GAD Municipales y la superficie requerida para cada uno de los sistemas de depuración, se realizaron prediseños para cada uno de los sistemas de depuración en análisis, con el objeto de estimar el área necesaria total aproximada para los mismos; los prediseños fueron realizados considerando algunos parámetros como una población de diseño de 2500 habitantes, una producción per cápita de agua residual de 112 l/hab.d y una concentración de DBO₅ del afluente de 190 mg/l. En el Anexo 3 se incluyen, entre otros, los prediseños de cada uno de los sistemas de depuración, y los esquemas correspondientes. Mediante los prediseños se calcularon las áreas aproximadas netas para cada sistema de depuración y para calcular las áreas aproximadas totales de cada uno, se decidió incrementar estos valores en un 15% para considerar los espacios correspondientes a accesos, retiros, guardianía, estacionamientos, etc.

En la tabla 34 se presenta las áreas aproximadas totales estimadas para cada sistema de depuración.

Tabla 34: Áreas aproximadas necesarias para cada sistema de depuración.

Sistema de depuración	Áreas aproximadas totales para los sistemas de depuración
	ha
Flujo superficial	1,22
Sistema de lenteja de agua	1,38
Humedal artificial de flujo subsuperficial	1,82
Laguna anaerobia+laguna facultativa	0,60
Sistema tanque séptico+filtro anaerobio	0,06

De acuerdo con los datos presentados en la tabla 34, la mayor área que se necesitaría tener disponible en un GAD Municipal sería de aproximadamente 1,82 hectáreas, calculado con base

en datos referenciales y resultante de un análisis preliminar. Una vez que se ha definido el área máxima total disponible con la que deberían contar cada uno de los GAD Municipales, se procedió a investigar la disponibilidad de espacio en cada uno de los GAD Municipales a través del programa Google Earth. En cada uno de los GAD Municipales se verificó que existan espacios disponibles que cuenten con una elevación (cota) que pudiera permitir el transporte de las aguas residuales por gravedad hacia dicho sitio y que se encuentren próximas a cuerpos hídricos receptores. Posteriormente, se evaluó si las áreas identificadas como disponibles en cada GAD Municipal eran iguales o mayores a 1,82 hectáreas. En el Anexo 4, se presenta la tabla 4.1 con los resultados obtenidos para cada GAD Municipal respecto a la posible disponibilidad de espacio.

En la tabla 35 se presentan los resultados obtenidos del análisis de aplicabilidad de la condición disponibilidad de espacio para cada uno de los 27 GAD Municipales.

Tabla 35: Análisis de la condición disponibilidad de espacio en los 27 GAD Municipales.

N°	GADM	Área disponible aproximada mayor que 1,82 ha que permita un sistema a gravedad que se encuentre cercano a un cuerpo hídrico receptor ¹	Condición de aplicabilidad: disponibilidad de espacio				
			FS (1,22 ha)	SJA (1,38 ha)	FSS (1,82 ha)	LA+LF (0,60 ha)	TS+FA (0,06 ha)
1	Atahualpa	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
2	Chilla	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
3	Las Lajas	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	El Pan	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
5	Nabón	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
6	Oña	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
7	Pucará	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
8	San Fernando	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
9	Sevilla de Oro	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
10	Déleg	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
11	Colta	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
12	Pangua	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
13	Chaguarpamba	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
14	Espíndola	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
15	Gonzamaná	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
16	Olmedo	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
17	Quilanga	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
18	Sozoranga	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
19	Mocha	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

N°	GADM	Área disponible aproximada mayor que 1,82 ha que permita un sistema a gravedad que se encuentre cercano a un cuerpo hídrico receptor ¹	Condición de aplicabilidad: disponibilidad de espacio				
			FS (1,22 ha)	SJA (1,38 ha)	FSS (1,82 ha)	LA+LF (0,60 ha)	TS+FA (0,06 ha)
20	Tisaleo	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
21	Aguarico	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
22	Huamboya	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
23	Pablo VI	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
24	Taisha	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
25	Carlos Julio Arosemena Tola	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
26	Mera	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
27	Sucumbíos	Sí	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Nota: FS= flujo superficial, SJA= sistema de jacinto de agua, FSS= humedal artificial de flujo subsuperficial, LA+LF= sistema de lagunas anaerobia y facultativa, TS+FA= sistema de tanque de séptico y filtro anaerobio.

¹ Las áreas disponibles aproximadas de cada uno de los GAD Municipales fueron estimadas mediante la aplicación Google Earth, más no con un levantamiento en campo.

6.4.3 Permeabilidad del suelo.

Para la recopilación de los datos aproximados de permeabilidad del suelo correspondientes a cada uno de los 27 GAD Municipales, se utilizó el “Mapa de infiltración del Ecuador Continental”, en el cual se presentan los distintos coeficientes de permeabilidad K (cm/seg) que poseen algunas zonas de nuestro país (Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca [MAGAP], 2023).

En este mapa se identificaron cada uno de los 27 GAD Municipales, a base de lo cual se recopilaron los coeficientes de permeabilidad K que, de acuerdo con la información presentada en este mapa, existe en los suelos de estos municipios. Tanto el Mapa de Infiltración del Ecuador Continental, como una tabla donde se recopilan los coeficientes aproximados de permeabilidad K del suelo de cada uno de los municipios, se incluyen en el Anexo 5. Los coeficientes de permeabilidad K del suelo recopilados para cada municipio, fueron convertidos a unidades de cm/h, con el objetivo de realizar la comparación correspondiente con el valor establecido de permeabilidad del suelo para el sistema de flujo superficial, que de acuerdo con la tabla 32 del acápite 6.3 de la presente disertación, es el único sistema de depuración, de entre

los analizados, para el cual la condición de permeabilidad del suelo aplica. En la tabla 36 se presentan los resultados obtenidos del análisis de aplicabilidad de la condición permeabilidad del suelo para cada uno de los 27 GAD Municipales.

Tabla 36: Análisis de la condición permeabilidad del suelo en los 27 GAD Municipales.

N°	GADM	Permeabilidad del suelo (cm/h) ¹	Condición de aplicabilidad: permeabilidad del suelo				
			FS (< 0,50 cm/h)	SJA	FSS	LA+LF	TS+FA
1	Atahualpa	< 0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
2	Chilla	< 0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
3	Las Lajas	0,036-0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
4	El Pan	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
5	Nabón	< 0,00036; 360-3,60	Cumple	NA	NA	NA	NA
6	Oña	< 0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
7	Pucará	< 0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
8	San Fernando	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
9	Sevilla de Oro	< 0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
10	Déleg	0,036-0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
11	Colta	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
12	Pangua	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
13	Chaguarpamba	3,60-0,036	Cumple	NA	NA	NA	NA
14	Espíndola	3,60-0,036	Cumple	NA	NA	NA	NA
15	Gonzanamá	3,60-0,036	Cumple	NA	NA	NA	NA
16	Olmedo	0,036-0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
17	Quilanga	3,60-0,036	Cumple	NA	NA	NA	NA
18	Sozoranga	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
19	Mocha	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
20	Tisaleo	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
21	Aguarico	< 0,00036; 0,036-0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
22	Huamboya	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
23	Pablo VI	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
24	Taisha	< 0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA
25	Carlos Julio Arosemena Tola	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
26	Mera	360-3,60	No cumple	NA	NA	NA	NA
27	Sucumbíos	< 0,00036	Cumple	NA	NA	NA	NA

Nota: FS= flujo superficial, SJA= sistema de jacinto de agua, FSS= humedal artificial de flujo subsuperficial, LA+LF= sistema de lagunas anaerobia y facultativa, TS+FA= sistema de tanque de séptico y filtro anaerobio. NA= no aplica.

¹ Los valores aproximados de permeabilidad del suelo fueron obtenidos del mapa de infiltración del Ecuador Continental (MAGAP, 2023).

En las tablas 37 y 38 se presentan las tablas resúmenes con los resultados principales obtenidos del análisis de la viabilidad de la aplicación de los sistemas de depuración.

Tabla 37: Análisis de la viabilidad de la aplicación en los 27 GAD Municipales.

N°	GADM	Condición 1: temperatura del agua residual					Condición 2: DBO ₅ del agua residual doméstica cruda					Condición 3: disponibilidad de espacio					Condición 4: permeabilidad del suelo				
		FS	SJA	FSS	LA+LF	TS+FA	FS	SJA	FSS	LA+LF	TS+FA	FS	SJA	FSS	LA+LF	TS+FA	FS	SJA	FSS	LA+LF	TS+FA
1	Atahualpa	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
2	Chilla	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
3	Las Lajas	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
4	El Pan	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
5	Nabón	x	•	x	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
6	Oña	x	•	x	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
7	Pucará	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
8	San Fernando	x	•	x	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
9	Sevilla de Oro	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
10	Déleg	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
11	Colta	•	•	•	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
12	Pangua	x	•	x	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
13	Chaguarpamba	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
14	Espíndola	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
15	Gonzanamá	x	•	x	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
16	Olmedo	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
17	Quilanga	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
18	Sozoranga	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
19	Mocha	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
20	Tisaleo	x	•	x	•	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
21	Aguarico	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
22	Huamboya	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
23	Pablo VI	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
24	Taisha	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	
25	Carlos Julio Arosemena Tola	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
26	Mera	x	•	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	•	NA	NA	NA	NA	
27	Sucumbíos	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	NA	NA	NA	NA	

Nota: FS= flujo superficial, SJA= sistema de jacinto de agua, FSS= humedal artificial de flujo subsuperficial, LA+LF= sistema de lagunas anaerobia y facultativa, TS+FA= sistema de tanque de séptico y filtro anaerobio. x = cumple con la condición. • = no cumple con la condición. NA = no aplica la condición.

Tabla 38: Resumen de los resultados obtenidos del análisis de la viabilidad de la aplicación.

N°	GADM	Sistema de depuración				
		FS	SJA	FSS	LA+LF	TS+FA
1	Atahualpa	x	x	x	x	x
2	Chilla	x	x	x	x	x
3	Las Lajas	x	•	x	x	x
4	El Pan	•	•	x	•	•
5	Nabón	x	•	x	x	•
6	Oña	x	•	x	x	•
7	Pucará	x	•	x	•	•
8	San Fernando	•	•	x	x	•
9	Sevilla de Oro	x	•	x	•	•
10	Déleg	x	•	x	•	•
11	Colta	•	•	•	•	•
12	Pangua	•	•	x	x	•
13	Chaguarpamba	x	•	x	x	x
14	Espíndola	x	•	x	•	•
15	Gonzanamá	x	•	x	x	•
16	Olmedo	x	•	x	x	x
17	Quilanga	x	•	x	•	•
18	Sozoranga	•	•	x	•	•
19	Mocha	•	•	x	•	•
20	Tisaleo	•	•	x	•	•
21	Aguarico	x	x	x	x	x
22	Huamboya	•	•	x	x	x
23	Pablo VI	•	•	x	x	x
24	Taisha	x	•	x	x	x
25	Carlos Julio Arosemena Tola	•	x	x	x	x
26	Mera	•	•	x	x	x
27	Sucumbíos	x	x	x	x	x

Nota: FS= flujo superficial, SJA= sistema de jacinto de agua, FSS= humedal artificial de flujo subsuperficial, LA+LF= sistema de lagunas anaerobia y facultativa, TS+FA= sistema de tanque de séptico y filtro anaerobio. x = cumple con las cuatro condiciones de aplicabilidad del sistema. • = no cumple con una o varias condiciones de aplicabilidad del sistema.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1 Conclusiones.

- A nivel nacional, la depuración de las aguas residuales no es una práctica generalizada; los esfuerzos de las entidades competentes se han limitado básicamente y parcialmente a la cobertura de alcantarillado, más no al tratamiento de las aguas residuales. No existe un diagnóstico actualizado y detallado sobre la depuración de aguas residuales a nivel nacional.
- En países desarrollados existe tendencia del uso de la tecnología de lodos activados y sus variaciones para la depuración de las aguas residuales, mientras que, en países en vías de desarrollo se da paso al uso de otros tipos de tecnología como lagunas de estabilización y humedales artificiales. El factor económico juega un papel importante en la gestión de las aguas residuales.
- En dos de los cinco estudios de caso analizados en países en vías de desarrollo, las eficiencias de remoción de coliformes fecales fueron de menos de una unidad logarítmica, sin embargo, en lagunas de estabilización y tratamiento in situ (tanque séptico, filtro anaerobio y filtro de arena) si se han obtenido remociones de coliformes fecales de 5 y 2 unidades logarítmicas, respectivamente; las eficiencias de remoción de DBO₅ obtenidas en la mayoría de los estudios de caso analizados, se encuentran por encima del 50%. Dados los resultados, el uso de sistemas naturales de depuración se podría considerar como tecnología apropiada para pequeñas comunidades de Ecuador.
- La segmentación geográfica realizada para seleccionar GAD Municipales pequeños y rurales de nuestro país donde se pudiera determinar la aplicabilidad de los sistemas de depuración analizados, con base en la población urbana del censo del año 2010 y con una población urbana futura menor o igual a 2500 habitantes, se circunscribe a una

muestra de 27 GAD Municipales, de los cuales, tres pertenecen a la Costa, diecisiete a la Sierra y siete al Oriente.

- Las condiciones de aplicabilidad relacionadas con la DBO₅ del agua residual doméstica cruda y la disponibilidad de espacio son las condiciones que mayoritariamente cumplen los GAD Municipales analizados, mientras que las condiciones temperatura del agua residual y permeabilidad del suelo, son las menos cumplidas. La información recopilada para las condiciones de aplicabilidad de cada uno de los GAD Municipales es referencial, propia de un análisis preliminar, por lo que su cumplimiento o no, no debe tomarse como definitivo.
- Basado en el análisis de viabilidad de aplicación de los sistemas de depuración analizados, que como se indicó es referencial y preliminar, en los 27 GAD Municipales considerados, en tres de ellos podrían ser aplicables los cinco sistemas de depuración analizados, mientras que solo en uno de ellos no sería aplicable ninguno de los sistemas de depuración analizados. En los GAD Municipales considerados, el sistema de humedal artificial de flujo subsuperficial se posiciona como posiblemente el más aplicable, mientras que el sistema con jacinto de agua figura como el sistema de depuración que menos podría ser utilizado.

7.2 Recomendaciones.

- Empezar una investigación tanto a nivel urbano como rural, de la situación de la cobertura de alcantarillado y de depuración de las aguas residuales, que determine la situación actual del país en ese campo de la gestión de las aguas servidas.
- Impulsar a través de las autoridades competentes, la utilización de sistemas naturales de depuración en los GAD Municipales pequeños y rurales, donde se cuenta con recursos limitados.

- Realizar un análisis más exhaustivo de las condiciones de aplicabilidad de los sistemas de depuración, en los GAD Municipales donde, de acuerdo con el análisis de viabilidad preliminar realizado, son aplicables estos sistemas de depuración.

8 BIBLIOGRAFÍA.

- Agencia de Regulación y Control del Agua - ARCA. (2019). Benchmarking de prestadores públicos de los servicios de agua potable y saneamiento en el Ecuador. *Boletín Estadístico 2019*. ARCA.
- Agencia de Regulación y Control del Agua - ARCA. (2020). Benchmarking de prestadores públicos de los servicios de agua potable y saneamiento en el Ecuador. *Boletín Estadístico 2020*. ARCA.
- Agencia de Regulación y Control del Agua - ARCA. (2021). Informe de Rendición de Cuentas: Período 2020. ARCA.
- Arthur, J.P. (1983). Notes on the Design and Operation of Waste Stabilization Ponds in Warm Climates of Developing Countries. World Bank.
- Brault, J., Buchauer, K., Gambrell, M. (2022). Wastewater Treatment and Reuse: A Guide to Help Small Towns Select Appropriate Options. Washington, DC: World Bank.
<http://hdl.handle.net/10986/37317>
- Brix, H. (1997) Do Macrophytes play a role in constructed treatment wetlands? *Water Science & Technology*, 35:5, 11-17.
- Cárdenas, C., Jaeger, C., Villasmil, H., Perruolo, T., Yabroudi, S., López, F., Herrera, L., & Castejón, O. (2005). Evaluation of the units that conform the wastewater treatment plant south Maracaibo. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia*, 28(2), 97-109.
http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0254-07702005000200001
- Changjiang Institute of Survey Planning Design and Research - CISPDR. (2016). Plan Nacional de la Gestión Integrada e Integral de los Recursos Hídricos de las Cuencas y Microcuencas Hidrográficas de Ecuador. *Memoria Plan Nacional del Agua*. Ministerio del Ambiente.
- Cheremisinoff, N. (2002). *Handbook of Water and Wastewater Treatment Technologies*. Butterworth-Heinemann.

- Chernicharo, C. (2007). *Biological Wastewater Treatment Series: Vol. 4. Anaerobic Reactors*. IWA Publishing.
- City of Calgary (2022). *Wastewater treatment online tour*. Calgary. Recuperado el 19 de mayo del 2022 de <https://www.calgary.ca/uep/water/water-and-wastewater-systems/wastewater-system/wastewater-treatment-tour.html>.
- City of Hamilton (2022). *Wastewater Treatment Facilities Annual Report*. Wastewater Collection & Treatment. City of Hamilton.
- Comisión Nacional del Agua – CONAGUA. (2020). Inventario Nacional de Plantas Municipales de Potabilización y de Tratamiento de Aguas Residuales en Operación. <https://files.conagua.gob.mx/conagua/publicaciones/Publicaciones/SGAPDS-2-22-a.pdf>
- Cossio, C., McConville, J., Rauch, S., Wilén, B., Dalahmeh, S., Mercado, A., Romero, A. (2018). Wastewater management in small towns – understanding the failure of small plants in Bolivia. *Environmental Technology*, 39:11, 1393-1403. DOI: 10.1080/09593330.2017.1330364.
- Crites, R., Tchobanoglous, G. (2000). *Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados*. Bogotá, Colombia: Editorial Mc Graw Hill.
- Crites, R.W., Middlebrooks, E.J., Bastian, R.K. (2014). *Natural Wastewater Treatment Systems (2nd ed.)*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b16637>
- Datta, A., Singh, H. O., Raja, S. K., & Dixit, S. (2021). Constructed wetland for improved wastewater management and increased water use efficiency in resource scarce SAT villages: a case study from Kothapally village, in India. *International Journal of Phytoremediation*, 23(10), 1067-1076, DOI: 10.1080/15226514.2021.1876627.
- De Oliveira Cruz, L. M., Gomes, B. G. L. A., Tonetti, A. L., & Figueiredo, I. C. S. (2019). Using coconut husks in a full-scale decentralized wastewater treatment system: the influence of an

anaerobic filter on maintenance and operational conditions of a sand filter. *Ecological engineering*, 127, 454-459.

DeBusk, T.A., Reddy, K.R., Hayes, T.D., Schwegler, Jr. B.R. (1989). Performance of a Pilot-Scale Water Hyacinth-Based Secondary Treatment System. *Journal (Water Pollution Control Federation)*, 61(7), pp. 1217-1224. URL: <https://www.jstor.org/stable/25043735>

Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L., Andrade, M. (2010). Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales. Centro Andino para la Gestión y Uso del Agua (Centro AGUA).

Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O., Sperling, M. (2017). Volumen seven: Treatment Wetlands. *Biological Wastewater Treatment Series*. IWA Publishing.

El Comercio. (30 de julio del 2019). Al menos 10 virus y bacterias infectan la comida en las calles. *El Comercio*. Recuperado de <https://www.elcomercio.com/actualidad/virus-bacterias-infectan-comida-ecuador.html>

Ellis, K., Mara, D. (1983). Stabilization ponds: Design and operation, C R C Critical Reviews in Environmental Control, 13:2, 69-102. DOI: 10.1080/10643388309381703

Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento de Quito - EPMAPS. (2020). Memoria de sostenibilidad, año 2020. Recuperado de: <https://www.aguaquito.gob.ec/Alojamientos/Transparencia/M%202020/Memoria%20de%20Sostenibilidad%20EPMAPS%20-%20Agua%20de%20Quito%202020.pdf>

Environmental Protection Agency - EPA. (1980). Onsite Wastewater Treatment and Disposal Systems. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Water Program Operations Office of Research and Development.

Environmental Protection Agency - EPA. (1988). *Constructed wetlands and aquatic plant systems for municipal wastewater treatment*. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development.

Environmental Protection Agency - EPA. (2000a). *Manual: Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development.

Environmental Protection Agency - EPA. (2000b). Wastewater Technology Fact Sheet, Wetlands: Subsurface Flow. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Water Washington, D. C.

Environmental Protection Agency - EPA. (2002). *Onsite Wastewater Treatment Systems Manual*. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development.

Environmental Protection Agency - EPA. (2006). *Process Design Manual: Land Treatment of Municipal Wastewater Effluents*. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development.

Environmental Protection Agency - EPA. (2011). *Principles of Design and Operations of Wastewater Treatment Pond Systems for Plant Operators, Engineers, and Managers*. Land Remediation and Pollution Control Division National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development. U.S. Environmental Protection Agency Cincinnati, Ohio.

Federal Ministry for the Environment, Nature Conservation, Nuclear Safety and Consumer Protection [BMUV]. (2022). *Sewage Treatment Plant*. BMUV. Recuperado el 12 de enero del 2022 de <https://www.bmuv.de/en/topics/water-resources-waste/water-management/wastewater/sewage-treatment-plant>

Foro de los Recursos Hídricos. (2013). *La gestión comunitaria del agua para consumo humano y el saneamiento en el Ecuador: diagnóstico y propuestas*. Quito-Ecuador.

Geetha Varma, V., Jha, S., Himesh Karthik Raju, L., Lalith Kishore, R., Ranjith, V. (2022). A review on decentralized wastewater treatment systems in India. *Chemosphere*, 300, 134462. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2022.134462>

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Aguarico – GADM de Aguarico. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Aguarico*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Atahualpa – GADM de Atahualpa. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDYOT) 2014-2017*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Carlos Julio Arosemena Tola – GADM de Carlos Julio Arosemena Tola. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Carlos Julio Arosemena Tola*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Chaguarpamba – GADM de Chaguarpamba. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Chaguarpamba*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Chilla – GADM de Chilla. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Chilla*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Colta – GADM de Colta. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Colta*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Déleg – GADM de Déleg. (2018). *Actualización Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Déleg*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de El Pan – GADM de El Pan. (2019). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón El Pan*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Espíndola – GADM de Espíndola. (2018). *Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Espíndola*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Gonzanamá – GADM de Gonzanamá. (2018).

Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Gonzanamá.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Huamboya – GADM de Huamboya. (2018). *Plan*

de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Huamboya.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Las Lajas – GADM de Las Lajas. (2018). *Plan de*

Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Las Lajas.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Mera – GADM de Mera. (2018). *Plan de*

Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Mera.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Mocha – GADM de Mocha. (2018). *Plan de*

Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Mocha.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Nabón – GADM de Nabón. (2018). *Plan de*

Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Nabón.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Olmedo – GADM de Olmedo. (2018). *Plan de*

Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Olmedo.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Oña – GADM de Oña. (2016). *Plan de Desarrollo*

y Ordenamiento Territorial del Cantón Oña.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Pablo VI – GADM de Pablo VI. (2018). *Plan de*

Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Pablo VI.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Pangua – GADM de Pangua. (2018).

Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Pangua.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Pucará – GADM de Pucará. (2018). *Plan de*

Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Pucará.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Quilanga – GADM de Quilanga. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Quilanga*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de San Fernando – GADM de San Fernando. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón San Fernando*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Sevilla de Oro – GADM de Sevilla de Oro. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Sevilla de Oro*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Sozoranga – GADM de Sozoranga. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Sozoranga*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Sucumbíos – GADM de Sucumbíos. (2018). *Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Sucumbios*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Taisha – GADM de Taisha. (2018). *Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Taisha*.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Tisaleo – GADM de Tisaleo. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Tisaleo*

Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de Totoras. (2023). *Flora*.
<https://gadtotoras.gob.ec/turismo/flora-y-fauna.html#:~:text=Se%20les%20conoce%20como%20tatora,pantanos%20y%20cerca%20del%20mar>.

Gohil, M.B. (2000). *Land Treatment of Wastewater*. New Delhi, India: New Age International.

Gray, N.F. (2004). *Biology Of Wastewater Treatment (2nd Edition)*. Imperial College Press.

Hopcroft, F. (2014). *Wastewater treatment concepts and practices*. New York: Momentum Press.

Instituto Ecuatoriano de Normalización - INEN. (1992). Norma para Estudios y Diseños de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones Mayores a 1000 Habitantes. Quito.

Instituto Nacional de Estadística y Censos - INEC (2001). Resultados definitivos: VI Censo de Población y V de Vivienda. Quito, Ecuador.

Instituto Nacional de Estadística y Censos - INEC (2010). Resultados VII Censo de Población y VI de Vivienda. Quito, Ecuador.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos - INEC. (2016). Indicadores ODS de Agua, Saneamiento e Higiene en Ecuador-ENEMDU 2016. INEC.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos - INEC. (2017). Medición de los indicadores ODS de Agua, Saneamiento e Higiene (ASH) en el Ecuador. INEC.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos - INEC. (2019a). Medición de los indicadores de Agua, Saneamiento e Higiene (ASH), en Ecuador. INEC.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos - INEC. (2019b). Encuesta Nacional de Empleo-Manual del Encuestador.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos - INEC. (2018a). Documento metodológico de la Estadística de Información Ambiental Económica en Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales. Gestión de Agua Potable y Alcantarillado 2017. INEC.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos – INEC. (2018b). Estadística de Información Ambiental Económica en Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales. Gestión de Agua Potable y Alcantarillado: GAD Municipales 2017. INEC.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos – INEC. (2019). Estadística de Información Ambiental Económica en Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales. Gestión de Agua Potable y Alcantarillado: GAD Municipales 2018. INEC.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos – INEC. (2020). Estadística de Información Ambiental Económica en Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales. Gestión de Agua Potable y Saneamiento: GAD Municipales 2019. INEC.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos – INEC. (2021). Estadística de Información Ambiental Económica en Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales. Gestión de Agua Potable y Saneamiento 2020. INEC.

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos – INEC. (2022). Estadística de Información Ambiental Económica en Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales. Gestión de Agua Potable y Saneamiento 2021. INEC.

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología - INAMHI. (2014). *Anuarios meteorológicos N° 51-2011*. Quito, Ecuador.

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología - INAMHI. (2015). *Anuario meteorológico N° 52-2012*. Quito, Ecuador.

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología - INAMHI. (2017). *Anuario meteorológico N° 53-2013*. Quito, Ecuador.

Kayombo, S., Mbwette, T., Kayima, J., Ladegaard, N., Jørgensen, S. (2004). *Waste Stabilization Ponds and Constructed Wetlands Design Manual*. UNEP-IETC.

Komolafe, O., Mrozik, W., Dolfing, J., Acharya, K., Vassalle, L., Mota, C., Davenport, R. (2021). Occurrence and removal of micropollutants in full-scale aerobic, anaerobic and facultative

- wastewater treatment plants in Brazil. *Journal of Environmental Management*, 287. DOI: 10.1016/j.jenvman.2021.112286
- Lazcano, C. (2016). *Biotecnología ambiental de aguas y aguas residuales (2a. ed.)*. Ecoe Ediciones. <https://www.digitaliapublishing.com/a/70490>
- Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua - LORHUYAA. (2014). Registro Oficial Suplemento N° 305.
- Libhaber, M., Orozco-Jaramillo, A. (2012). *Sustainable Treatment and Reuse of Municipal Wastewater: For Decision Makers and Practicing Engineers*. IWA Publishing. DOI: <https://doi.org/10.2166/9781780400631>.
- López, C.M., Buitrón, G., García, H. (2017). *Tratamiento biológico de aguas residuales: Principios, modelación y diseño*. IWA Publishing. DOI: <https://doi.org/10.2166/9781780409146>
- Los Angeles County Sanitation Districts [LACSD] (2022). *Wastewater Treatment Process*. LACSD. Recuperado el 03 de junio del 2022 de <https://www.lacsd.org/services/wastewater-sewage/facilities/wastewater-treatment-process>.
- Mara, D. (2003). *Domestic Wastewater Treatment in Developing Countries (1st ed.)*. Routledge. <https://doi.org/10.4324/9781849771023>
- Marín, R. (2013). *Procesos fisicoquímicos en depuración de aguas: teoría, práctica y problemas resueltos*. Madrid: Ediciones Díaz de Santos. Obtenido de <https://elibro.puce.elogim.com/es/ereader/puce/62851?page=98>
- Mateo-Sagasta, J., Raschid-Sally, L. y Thebo, A. (2015). Global Wastewater and Sludge Production, Treatment and Use. *Wastewater*, 15-38. DOI: 10.1007/978-94-017-9545-6_2.
- Metcalf y Eddy. (1995). *Ingeniería de aguas residuales: tratamiento, vertido y reutilización. (3ª ed., Vol. 2)*. McGraw-Hill.

Metcalf y Eddy. (2003). *Wastewater Engineering Treatment and Reuse (4th ed.)*. McGraw-Hill Companies.

Metropolitan Water Reclamation District of Greater Chicago [MWRDGC] (2022). *Water Reclamation Plants*. MWRDGC. Recuperado el 01 de mayo del 2022 de <https://mwrdd.org/water-reclamation-plants>

Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca - MAGAP. (2023). *Mapa de Infiltración del Ecuador Continental*. Recuperado de <http://sipa.agricultura.gob.ec/index.php/otros-estudios/mapa-de-infiltracion>

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial - MAVDT (2003). *Guía RAS 001: Definición del nivel de complejidad y evaluación de la población, la dotación y la demanda de agua*. Bogotá, Colombia: MAVDT.

Ministerio de Salud Pública – MSP. (2022). Enfermedades transmitidas por agua y alimentos SE 33. *Gaceta ETAS SE-33-2022*.

Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio - MVCT. (2012). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS, Título D Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas y Aguas Lluvias. 2ª Ed. Bogotá, Colombia.

Ministerio del Ambiente - MAE. (2015). *Acuerdo Ministerial No. 097-A. Registro Oficial de la Republica del Ecuador. Edición Especial N° 387*. Quito, Pichincha, Ecuador.

Moreno, L. (2003). La depuración de aguas residuales urbanas de pequeñas poblaciones mediante infiltración directa en el terreno. Instituto Geológico y Minero de España. <https://elibro.puce.elogim.com/es/lc/puce/titulos/52548>

NYC-Environmental Protection (2022). *Wastewater Treatment System*. Recuperado el 06 de julio del 2022 de <https://www1.nyc.gov/site/dep/water/wastewater-treatment-process.page>

Oakley, S.M. (2005). *Lagunas de estabilización en Honduras: Manual de diseño, construcción, operación y mantenimiento, monitoreo y sostenibilidad*. USAID.

Organización Mundial de la Salud. (21 de marzo del 2022). *Saneamiento*.
<https://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/sanitation>

Paganini, W. S. (1996). *Disposição de esgotos no solo, através de escoamento à superfície, com utilização de gramíneas: avaliação do processo quanto aos aspectos sanitários, operacionais, construtivos e de manutenção* [Tesis de maestría, Universidad de São Paulo (USP)].
Repositorio institucional de la USP https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/6/6134/tde-27072018-104743/publico/MTR_674_Paganini_1996.pdf

Pescod, M., Mara, D. (1988). *Design, operation and maintenance of wastewater stabilization ponds*.
Elsevier EBooks. <https://doi.org/10.1016/b978-0-408-02622-2.50012-2>

Pescod, M.B. (1992). *Wastewater treatment and use in agriculture - FAO irrigation and drainage paper 47*.

Prefeitura de São Paulo (2019). *Plano municipal de saneamento básico de São Paulo. Comitê gestor dos serviços de água e esgoto da capital paulista [en portugués]*. São Paulo: Brasil.

Programa Mundial de Evaluación de los Recursos Hídricos de las Naciones Unidas-WWAP. (2017).
Informe Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos 2017.
Aguas residuales: El recurso desaprovechado. París, UNESCO

PUB-Singapore's National Water Agency (2022). *Used Water Treatment Process*. Singapore's National Water Agency. Recuperado el 03 de junio del 2022 de <https://www.pub.gov.sg/usedwater/treatment/usedwatertreatmentprocess>

Ramalho, R. S. (1996). *Tratamiento de aguas residuales*. Editorial Reverté.
<https://elibro.puce.elogim.com/es/ereader/puce/183509?page=469>

- Reed, S.C., Bastian, R.K. (1980). *Aquaculture Systems for Wastewater Treatment: An Engineering Assessment*. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Water Program Operations.
- Reed, S.C., Middlebrooks, E.J., Crites, R.W. (1988). *Natural Systems for Waste Management and Treatment*. McGraw-Hill, New York.
- Romero, J.A. (1999). *Tratamiento de aguas residuales. Teoría y principios de diseño*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Rosales, E. (2003). Tanques sépticos. Conceptos teóricos base y aplicaciones. *Tecnología en marcha*, 18:2, 26-33.
- Salvato, J. (1972). *Environmental Engineering and Sanitation (2nd ed)*. Willey-Interscience.
- Sato, T., Qadir, M., Yamamoto, S., Endo, T., Zahoor, A. (2013). Global, regional and country level need for data on wastewater generation, treatment, and use. *Agricultural Water Management*, 130, 1-13. DOI: 10.1016/j.agwat.2013.08.007.
- Secretaría Nacional del Agua - SENAGUA. (2016). Estrategia Nacional de Agua Potable y Saneamiento. <https://faolex.fao.org/docs/pdf/ecu183387.pdf>
- Shah, M., Hashmi, H. (2012). Macrophyte waste stabilization ponds: An option for municipal wastewater treatment. *International Journal of Physical Sciences*, 7(30), 5162-5166.
- Shammas, N., Wang, L., Wu, Z. (2009). Waste Stabilization Ponds and Lagoons. En: Wang, L., Pereira, N., Hung, Y.T. (eds) Biological Treatment Processes. *Handbook of Environmental Engineering*, 8. Humana Press, Totowa, NJ. DOI: 10.1007/978-1-60327-156-1_8.
- Shilton, A. (2005). *Pond Treatment Technology*. IWA Publishing, London, UK.
- Smith, P.G. (2005). *Dictionary of Water and Waste Management (2nd ed)*. Butterworth-Heinemann.
- Stowell, R., Ludwing, R., Colt, J. y Tchobanoglous (1981). Concepts in Aquatic Treatment System Design. *Journal of The Environmental Engineering Division*, 107.

Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento [SUNASS] (2022). Diagnóstico de las plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) en el ámbito de las empresas prestadoras. Lima, Perú.

Sydney Water (2022). *Wastewater resource recovery facilities*. Sydney Water. Recuperado el 06 de enero del 2022 de <https://www.sydneywater.com.au/water-the-environment/how-we-manage-sydneys-water/wastewater-network/wastewater-treatment-plants.html>

Terada, M., Zuccolo, A. C. F., Paganini, W. S. (1985). Tratamiento de esgotos domésticos por disposição no solo com utilização de gramíneas. *Revista DAE* 45(142), 249-254. http://revistadae.com.br/artigos/artigo_edicao_142_n_141.pdf

Tilley, E., Ulrich, L., Luthi, C., Reymond, P., Zurbrugg C. (2016). *Compendium of Sanitation Systems and Technologies* (2nd edition). International Water Association (IWA).

UN-HABITAT (2008). *Constructed Wetlands Manual*. UN-Habitat Water for Asian Cities Programme Nepal, Kathmandu.

United Nations Development Programme – UNDP (2022a). *Human Development Index*. Human Development Reports. Recuperado el 9 de agosto del 2022 de <https://hdr.undp.org/data-center/human-development-index#/indicies/HDI>

United Nations Development Programme – UNDP (2022b). *Human Development Insights*. Human Development Reports. Recuperado el 9 de agosto del 2022 de <https://hdr.undp.org/data-center/country-insights#/ranks>

Viraraghavan, T., Kent, R. (1983). *Septic Tank Effluent Treatment Using an Anaerobic Filter*. Canada Mortgage and Housing Corporation. https://publications.gc.ca/collections/collection_2017/schl-cmhc/NH17-167-1983-eng.pdf

Von Sperling, M. (2007). *Biological Wastewater Treatment Series: Vol. 1. Wastewater Characteristics, Treatment and Disposal*. IWA Publishing.

Von Sperling, M. (2016). Urban wastewater treatment in Brazil. Department of Sanitary and Environmental Engineering. Federal University of Minas Gerais Brazil. Minas Gerais, Brasil.

Von Sperling, M., Chernicharo C. A. (2005). *Biological wastewater treatment in warm climate regions. Volumen I.* IWA Publishing. ISBN 1843390027.
<https://www.iwapublishing.com/sites/default/files/ebooks/9781780402734.pdf>

Wiki. (2007). *Ingeniería de aguas residuales.* Madrid. Obtenido de <https://elibro.puce.elogim.com/es/ereader/puce/35813?page=5>

World Health Organization (1971). Waste Stabilization Ponds. Monograph series No. 60. World Health Organization.

Yates, MV. (2011). On-Site Wastewater Treatment. Elsevier B.V.

**ANEXO 1: SEGMENTACIÓN GEOGRÁFICA Y DISPONIBILIDAD DE SISTEMAS
DE DEPURACIÓN.**

Tabla 1.1: Selección de GAD Municipales con una población urbana menor o igual a 2500 habitantes.

Provincia	Nº	GADM	Censo 2010 ¹	
			Población urbana	Población rural
El Oro	1	Atahualpa	1594	4239
	2	Chilla	1025	1459
	3	Las Lajas	1178	3616
Manabí	4	Olmedo	2115	7729
Azuay	5	El Pan	486	2550
	6	Guachapala	1125	2284
	7	Nabón	1229	14663
	8	Oña	846	2737
	9	Pucará	911	9141
	10	San Fernando	1464	2529
	11	Sevilla de Oro	838	5051
Bolívar	12	Las Naves	1485	4607
Cañar	13	Déleg	578	5522
	14	Suscal	1266	3750
Chimborazo	15	Colta	2313	42658
	16	Penipe	1064	5675
Cotopaxi	17	Pangua	1649	20316
	18	Sigchos	1947	19997
Loja	19	Chaguarpamba	1090	6071
	20	Espíndola	1565	13234
	21	Gonzanamá	1412	11304
	22	Olmedo	622	4248
	23	Pindal	1828	6817
	24	Quilanga	880	3457
	25	Sozoranga	923	6542
	26	Zapotillo	2437	9875

Provincia	N°	GADM	Censo 2010 ¹	
			Población	Población
			urbana	rural
Tungurahua	27	Mocha	1209	5568
	28	Patate	2161	11336
	29	Tisaleo	1269	10868
Orellana	30	Aguarico	461	4386
Morona Santiago	31	Huamboya	900	7566
	32	Logroño	1482	4241
	33	Pablo VI	716	1107
	34	San Juan Bosco	1390	2518
	35	Santiago	2277	7018
	36	Taisha	1036	17401
	37	Tiwintza	1162	5833
Napó	38	Carlos Julio Arosemena Tola	931	2733
	39	Quijos	1691	4533
Pastaza	40	Arajuno	1290	5201
	41	Mera	768	11093
	42	Santa Clara	1312	2253
Sucumbíos	43	Cascales	2090	9014
	44	Cuyabeno	1280	5853
	45	Gonzalo Pizarro	2007	6592
	46	Putumayo	2197	7977
	47	Sucumbíos	549	2841
Zamora Chinchiipe	48	Centinela del Cóndor	2233	4246
	49	Nangaritza	1771	3425
	50	Palanda	1999	6090
	51	Paquisha	1003	2851
	52	Yacuambi	1325	4510
Galápagos	53	Isabela	2092	164

¹ Datos del VII Censo de Población y VI de Vivienda INEC (2010).

Tabla 1.2: Proyección demográfica de los 53 GAD Municipales con una población urbana menor o igual a 2500 habitantes.

Período de diseño: 15 años.

Provincia	N°	GADM	2001	2010	Proyección demográfica año 2038			Tasa de crecimiento	
			Población urbana	Población urbana	Método aritmético	Método exponencial	Promedio	r (aritmético)	k (exponencial)
El Oro	1	Atahualpa	1384	1594	2247	2474	2361	23,3333	0,0157
	2	Chilla	1023	1025	1031	1031	1031	0,2222	0,0002
	3	Las Lajas	990	1178	1763	2023	1893	20,8889	0,0193
Manabí	4	Olmedo	1915	2115	2737	2881	2809	22,2222	0,0110
Azuay	5	El Pan	423	486	682	749	715	7,0000	0,0154
	6	Guachapala	817	1125	2083	3044	2563	34,2222	0,0355
	7	Nabón	1047	1229	1795	2023	1909	20,2222	0,0178
	8	Oña	683	846	1353	1646	1500	18,1111	0,0238
	9	Pucará	937	911	830	835	911	-2,8889	-0,0031
	10	San Fernando	1395	1464	1679	1701	1690	7,6667	0,0054
	11	Sevilla de Oro	774	838	1037	1073	1055	7,1111	0,0088
Bolívar	12	Las Naves	1191	1485	2400	2950	2675	32,6667	0,0245
Cañar	13	Déleg	686	578	242	339	578	-12,0000	-0,0190
	14	Suscal	834	1266	2610	4638	3624	48,0000	0,0464
Chimborazo	15	Colta	2295	2313	2369	2370	2369	2,0000	0,0009
	16	Penipe	710	1064	2165	3746	2955	39,3333	0,0449
Cotopaxi	17	Pangua	1436	1649	2312	2536	2424	23,6667	0,0154
	18	Sigchos	1272	1947	4047	7321	5684	75,0000	0,0473
Loja	19	Chaguarpamba	967	1090	1473	1582	1527	13,6667	0,0133
	20	Espíndola	1388	1565	2116	2273	2195	19,6667	0,0133
	21	Gonzanamá	1539	1412	1017	1080	1412	-14,1111	-0,0096
	22	Olmedo	623	622	619	619	622	-0,1111	-0,0002
	23	Pindal	1326	1828	3390	4963	4177	55,7778	0,0357
	24	Quilanga	721	880	1375	1636	1505	17,6667	0,0221
	25	Sozoranga	862	923	1113	1142	1127	6,7778	0,0076
	26	Zapotillo	1857	2437	4241	5677	4959	64,4444	0,0302

Provincia	N°	GADM	2001	2010	Proyección demográfica año 2038			Tasa de crecimiento	
			Población urbana	Población urbana	Método aritmético	Método exponencial	Promedio	r (aritmético)	k (exponencial)
Tungurahua	27	Mocha	1122	1209	1480	1525	1502	9,6667	0,0083
	28	Patate	1795	2161	3300	3849	3574	40,6667	0,0206
	29	Tisaleo	1038	1269	1988	2371	2179	25,6667	0,0223
Orellana	30	Aguarico	826	461	-675	75	461	-40,5556	-0,0648
Morona Santiago	31	Huamboya	726	900	1441	1756	1599	19,3333	0,0239
	32	Logroño	1017	1482	2929	4782	3855	51,6667	0,0418
	33	Pablo VI	536	716	1276	1763	1519	20,0000	0,0322
	34	San Juan Bosco	1042	1390	2473	3407	2940	38,6667	0,0320
	35	Santiago	1873	2277	3534	4181	3857	44,8889	0,0217
	36	Taisha	785	1036	1817	2456	2136	27,8889	0,0308
	37	Tiwintza	-	1162	-	3749	3749	-	-
Napó	38	Carlos Julio Arosemena Tola	665	931	1759	2652	2205	29,5556	0,0374
	39	Quijos	1220	1691	3156	4669	3913	52,3333	0,0363
Pastaza	40	Arajuno	791	1290	2842	5908	4375	55,4444	0,0543
	41	Mera	669	768	1076	1180	1128	11,0000	0,0153
	42	Santa Clara	1000	1312	2283	3054	2668	34,6667	0,0302
Sucumbíos	43	Cascales	1312	2090	4510	8897	6704	86,4444	0,0517
	44	Cuyabeno	451	1280	3859	32858	18359	92,1111	0,1159
	45	Gonzalo Pizarro	1702	2007	2956	3352	3154	33,8889	0,0183
	46	Putumayo	1515	2197	4319	6983	5651	75,7778	0,0413
	47	Sucumbíos	553	549	537	537	549	-0,4444	-0,0008
Zamora Chinchipe	48	Centinela del Condor	1798	2233	3586	4382	3984	48,3333	0,0241
	49	Nangaritza	1474	1771	2695	3135	2915	33,0000	0,0204
	50	Palanda	1441	1999	3735	5534	4635	62,0000	0,0364
	51	Paquisha	-	1003	-	3399	3399	-	-
	52	Yacuambi	895	1325	2663	4491	3577	47,7778	0,0436
Galápagos	53	Isabela	1420	2092	4183	6984	5583	74,6667	0,0431
GAD Municipales con una población urbana futura menor o igual a 2500 habitantes							27		

Nota: Los GADM de Pucará, Déleg, Gonzanamá, Olmedo (provincia de Loja), Aguarico y Sucumbíos presentaron tasas de crecimiento poblacional negativas, por lo cual se utilizó para este análisis los resultados de población urbana, obtenidos en el Censo 2010. Los GADM de Tiwintza y Paquisha recién fueron establecidos como GADM en el año 2002, por lo cual no cuentan con datos del Censo del 2001, por lo que se utilizaron las tasas de crecimiento poblacional de municipios similares.

¹ Datos del VI Censo de Población y V de Vivienda (INEC, 2001). ² Datos del VII Censo de Población y VI de Vivienda (INEC, 2010).

Fórmulas utilizadas para el método aritmético.

$$r = \frac{P_{UC} - P_{CI}}{T_{UC} - T_{CI}}$$

Donde:

r = Tasa de crecimiento aritmético.

P_{UC} = Población correspondiente al último año censado con información.

P_{CI} = Población correspondiente al censo inicial con información.

T_{UC} = Año correspondiente al último censo con información.

T_{CI} = Año correspondiente al censo inicial con información.

$$P_F = P_{UC} + [r \times (T_F - T_{UC})]$$

Donde:

P_F = Población correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población.

P_{UC} = Población correspondiente al último año censado con información.

r = Tasa de crecimiento aritmético.

T_F = Es el año al cual se quiere proyectar la información.

T_{UC} = Año correspondiente al último censo con información

Fórmulas utilizadas para el método exponencial.

$$k = \frac{\ln P_{UC} - \ln P_{CI}}{T_{UC} - T_{CI}}$$

Donde:

k = Tasa de crecimiento exponencial.

P_{UC} = Población correspondiente al último año censado con información.

P_{CI} = Población correspondiente al censo inicial con información.

T_{UC} = Año correspondiente al último censo con información.

T_{CI} = Año correspondiente al censo inicial con información.

$$P_F = P_{CI} \times e^{k \times (T_F - T_{CI})}$$

Donde:

P_F = Población correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población.

P_{CI} = Población correspondiente al censo inicial con información.

k = Tasa de crecimiento exponencial.

T_F = Es el año al cual se quiere proyectar la información.

T_{CI} = Año correspondiente al censo inicial con información.

Tabla 1.3: Información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o alcantarillado.

Provincia	Nº	GADM	Año de actualización del PDOT	Información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o alcantarillado
	1	Atahualpa	2018	"Este servicio [alcantarillado sanitario] tiene su deficiencia por no existir las plantas de tratamiento y la mayoría de las aguas servidas son arrojadas a quebradas sin ningún tipo de tratamiento" (GADM de Atahualpa, 2018, p. 89). "El sistema de alcantarillado solo lo tienen 9 asentamientos humanos de los 40 existentes, pero que son muy inadecuados porque al final de la salida de las aguas servidas no existe ningún sistema de procesamiento de las aguas residuales que permita reutilizarlas" (GADM de Atahualpa, 2018, p. 144).
	2	Chilla ¹	2018	"Alto nivel de afectación en el recurso agua, debido a la contaminación por aguas servidas" (GADM de Chilla, 2018, p. 51). "Es necesario que se tome en cuenta que debe haber una mayor atención en dotar de servicios básicos [agua potable y alcantarillado sanitario] en los sectores rurales . . . existe un alto índice de contaminación en estas zonas, acompañadas de agua de mala calidad, desnutrición y presencia de enfermedades" (GADM de Chilla, 2018, p. 108). En el año 2010, la cobertura de alcantarillado a nivel general era de un 31,77% (INEC, 2010).
El Oro	3	Las Lajas	2018	"La cabecera cantonal actualmente posee un nuevo sistema de alcantarillado que tiene una cobertura para los sectores [urbanos] de La Victoria, El Cisne y la Miraflores 1, Las Malvinas, así como los sitios El Vistazo y El Puente La Delicia y cuyas aguas residuales son tratadas por tres reactores anaeróbicos ubicados en sitios estratégicos . . . este sistema reemplazo a la laguna de oxidación [que] ya cumplió su vida útil. Así mismo la Parroquia Urbana Platanillo y Valle Hermoso cuenta con su propio tratamiento de aguas residuales mediante un reactor anaeróbico cada una. . . Los sitios rurales que corresponden al área rural de la parroquia La Victoria, no cuentan con ningún sistema de alcantarillado, teniendo cada uno soluciones aisladas mediante pozo séptico" (GADM de Las Lajas, 2018, p. 73). "En el sector de Platanillo se encuentra construido el sistema de alcantarillado en un 100%, con reactor anaerobio que tiene 7 años de funcionamiento el cual no está prestando el servicio adecuado por que desemboca directamente las aguas servidas a la quebrada de Las Lajas, por la falta de mantenimiento del GAD municipal y gestión de los pobladores" (GADM de Las Lajas, 2018, p. 75).

Provincia	Nº	GADM	Año de actualización del PDOT	Información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o alcantarillado
Azúay	4	El Pan	2019	"Por otro lado se puede anotar que existe contaminación de aguas por descargas de aguas servidas y desechos sólidos en cauces de ríos y quebradas" (GADM de El Pan, 2019, p. 57). "La planta de tratamiento de aguas residuales de la cabecera cantonal se encuentra en Tulapa, este sistema se encuentra operativo actualmente, el servicio y mantenimiento es administrado por el GAD Municipal de El Pan. Además, existen plantas de tratamiento de aguas residuales independientes en [las áreas rurales]: Huintul, Tina baja, Tina alta, Santa Teresita, 2 en La Merced y 2 en La Dolorosa" (GADM de El Pan, 2019, p. 155).
	5	Nabón	2018	"Los sistemas de tratamiento de aguas servidas en algunos puntos han cumplido su vida útil" (GADM de Nabón, 2018, p. 56). "Contaminación de red hídrica por disposición directa de aguas servidas sin tratamiento" (GADM de Nabón, 2018, p. 76). "El sistema de saneamiento de las áreas rurales ha cumplido su vida útil y demanda nuevas soluciones para su funcionamiento" (GADM de Nabón, 2018, p. 240).
	6	Oña	2016	"[Existe] Contaminación de las fuentes hídricas por descarga de aguas servidas" (GADM de Oña, 2016, p. 62). "Actualmente se cuenta con la planta de tratamiento de las aguas residuales, compuesta por un desarenador, distribuidor de caudales, secador de lodos, y 4 lagunas anaeróbicas, en la misma que se ampliará la cobertura a un 20% más de la población urbana" (GADM de Oña, 2016, p. 150). "En algunas comunidades rurales existen sistemas de Letrinización, que de alguna forma evitan una mayor contaminación, que la producida por la eliminación de excretas al aire libre. Sin embargo, la contaminación ambiental, no sólo obedece a la inadecuada eliminación de desechos sólidos y líquidos, sino a la falta de protección de las fuentes de agua de consumo humano, a las malas prácticas higiénicas y al deficiente servicio, de saneamiento existente" (GADM de Oña, 2016, p. 153).
	7	Pucará ¹	2018	"El mayor porcentaje de la población utiliza para la disposición final de las aguas residuales fosas sépticas, que en la gran mayoría no cumplen los estándares de calidad" (GADM de Pucará, 2018, p. 236). "[Existen] Descargas de aguas residuales en ríos y quebradas especialmente en comunidades de zona baja. Pozos sépticos antiguos colapsados en comunidades zona alta" (GADM de Pucará, 2018, pp. 252-253). "[Se necesita] Incrementar la cobertura y calidad en la dotación de servicios básicos de agua potable, depuración de aguas servidas y desechos sólidos en zonas urbanas y rurales" (GADM de Pucará, 2018, p. 289). En el año 2010, la cobertura de alcantarillado a nivel general era del 12,98%; en las parroquias Pucará y San Rafael de Sharug se tenía una cobertura del 12,38% y del 15,85%, respectivamente (INEC, 2010).
	8	San Fernando	2018	"Las aguas residuales y aguas lluvias procedentes del alcantarillado, en época de invierno rebaza la capacidad de las lagunas de oxidación, por lo que es descargado directamente al río Rircay" (GADM de San Fernando, 2018, p. 34). "Contaminación por evacuación de aguas residuales" (GADM de San Fernando, 2018, p.34).

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o alcantarillado
Azuay	9	Sevilla de Oro	2018	<p>“En el cantón Sevilla de Oro la cobertura del servicio de alcantarillado es alta en el área urbana, el 94,59% de la población urbana está conectada a una red pública, esto se debe a que la cabecera cantonal y las dos cabeceras parroquiales tienen red de alcantarillado sanitario, lamentablemente esto no significa que las aguas residuales reciban tratamiento antes de regresar al cuerpo receptor” (GADM de Sevilla de Oro, 2018, p. 227).</p> <p>“El centro cantonal de Sevilla de Oro está servido por un sistema de alcantarillado sanitario . . . el mismo que está compuesto de tres colectores principales: Primario No.1 (cuya descarga la realiza en el Río Collay), Primario No.2 (cuya descarga la realiza en un embaulado construido a lo largo de la Av. Azuay) y Primario No.3 (cuya descarga la realiza en el Río Urcuchagra)” (GADM de Sevilla de Oro, 2018, p. 225).</p>
Cañar	10	Déleg	2018	<p>“La contaminación más evidente, es la del agua en los cursos naturales, [existen] descargas directas de aguas servidas sin previo tratamiento” (GADM de Déleg, 2018, p. 114). “[Sistema de alcantarillado ubicado en la cabecera parroquial de Solano] Actualmente este sistema de alcantarillado no cuenta con la planta de tratamiento para estas aguas residuales, siendo urgente emprender los estudios que permita la construcción de esta obra” (GADM de Déleg, 2018, pp. 335-336) “[Sistema de alcantarillado ubicado en la comunidad de Bayandel] Actualmente este sistema de alcantarillado no cuenta con la planta de tratamiento para estas aguas residuales, siendo urgente emprender los estudios que permita la construcción de esta obra” (GADM de Déleg, 2018, p. 336). “[Sistema de alcantarillado ubicado en la cabecera urbana de Déleg] Las plantas de tratamiento de este sistema de alcantarillado, presenta problemas en vista que en los últimos años no se ha dado el mantenimiento adecuado, por lo tanto, es importante realizar periódicamente el mantenimiento de estas obras” (GADM de Déleg, 2018, p. 336). “[Sistema de alcantarillado para el sector de Chulcay] En el año 2013, se construyó el sistema de alcantarillado para el sector de Chulcay con su debida planta de tratamiento, la construcción de este servicio, a futuro beneficiará a 105 personas aproximadamente” (GADM de Déleg, 2018, p. 337).</p> <p>“[Sistema de alcantarillado para el sector de Barrio-Gulaquín] En el año 2013, se construyó el sistema de alcantarillado para el sector de barrio el Rocío-Gulaquín, cuya red de alcantarillado se une con la red de alcantarillado de la cabecera urbana de Déleg, depositando las aguas residuales en la planta de tratamiento ubicado en el sector de La Dolorosa junto al río Déleg” (GADM de Déleg, 2018, p. 337).</p>
Chimborazo	11	Colta ¹	2018	<p>“Según los talleres realizados en las comunidades, se puede apreciar que, del total de comunidades del cantón, apenas el 10% posee sistemas de alcantarillado, un 16% baterías sanitarias, un 45% usa letrinas y una parte de la población realiza sus necesidades sin ningún tipo de cuidado. Con esta problemática se refleja la importancia de que Colta, cuente con un adecuado sistema de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales, que mejorará la calidad de vida de sus habitantes” (GADM de Colta, 2018, p. 806).</p> <p>“[Existen] Descargas de aguas servidas y uso doméstico en el río Sicalpa” (GADM de Colta, 2018, p. 90).</p> <p>“[Existen] Descargas de aguas servidas y uso doméstico en río Gaullí” (GADM de Colta, 2018, p. 91).</p> <p>En el año 2010, la cobertura de alcantarillado a nivel general era de 11,13%; en las parroquias del cantón se obtuvieron los siguientes porcentajes: Cañi 5,56%, Columbe 3,27%, Juan de Velasco 4,94%, Santiago de Quito 0,65%, Villa La Unión (cabecera cantonal) 23,21% (INEC, 2010).</p>

Provincia	N°	GADM	Año de actualización del PDOT	Información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o alcantarillado
Cotopaxi	12	Pangua	2018	<p>"[Existe] Contaminación del recurso agua por aguas servidas, con un nivel de afectación alto" (GADM de Pangua, 2018, p. 43).</p> <p>"La parroquia Moraspungo [área rural], posee acceso al alcantarillado aproximadamente del 10% con respecto a las demás comunidades. En la cabecera parroquial Moraspungo la cobertura [de alcantarillado] es aproximadamente del 90%, con relación a todas las comunidades que integran esta parroquia . . . que no cuentan con un sistema de alcantarillado ni planta para el proceso de las aguas residuales, no obstante, la mayoría de las casas poseen pozos sépticos" (GADM de Pangua, 2018, p. 162).</p> <p>"La parroquia El Corazón [cabecera cantonal], cuenta aproximadamente con un 20% de cobertura en alcantarillado en su territorio; las comunidades que están establecidas en esta parroquia no poseen este servicio, las descargas las realizan a través de pozos sépticos por cada vivienda" (GADM de Pangua, 2018, p. 162).</p> <p>"En las parroquias Ramón Campaña y Pinllopatá [parroquias rurales], no existe cobertura de alcantarillado en ninguna de sus comunidades, los habitantes solo poseen pozos sépticos" (GADM de Pangua, 2018, p. 162).</p>
Loja	13	Chaguarpamba	2018	<p>"La ausencia de alcantarillado y las deficientes condiciones de las letrinas existentes en el medio rural, obliga a los pobladores a disponer de las excretas humanas en el suelo y en los cursos de agua, contaminando por completo cuya repercusión recae en los alimentos de consumo diario y su posterior manipulación" (GADM de Chaguarpamba, 2018, p. 76).</p> <p>"[Existe] Contaminación por vertidos de aguas residuales sin tratamientos, a los cursos de agua, desde los centros poblados" (GADM de Chaguarpamba, 2018, p. 102). "La cabecera cantonal de Chaguarpamba se beneficia de un sistema de alcantarillado sanitario que brinda la evacuación de las aguas residuales a la planta de tratamiento" (GADM de Chaguarpamba, 2018, p. 222).</p> <p>"La cabecera parroquial Buena Vista equivale al 9,1% de toda la población de la parroquia y cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, el cual necesita una ampliación del 50% de dicho sistema ya que la población ha crecido demográficamente. El sistema de alcantarillado cuenta con su respectiva planta de tratamiento de aguas servidas, que ha cumplido su vida útil" (GADM de Chaguarpamba, 2018, p. 222).</p> <p>"La cabecera parroquial El Rosario equivale al 20% de toda la población que pertenece a la parroquia y cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario. Este sistema cuenta con una planta de tratamiento de aguas servidas" (GADM de Chaguarpamba, 2018, p. 222).</p> <p>"La cabecera parroquial Santa Rufina equivale al 10% de toda la población que pertenece a la parroquia y cuenta con un sistema de alcantarillado que cubre desde el barrio Gualiel, dando servicio al 60% de esta población. Este sistema cuenta con su respectiva planta de tratamiento de aguas servidas, la cual trabaja al 30%" (GADM de Chaguarpamba, 2018, pp. 222-223).</p> <p>"La cabecera parroquial Amarillos equivale al 11% de la población que pertenece a la parroquia y cuenta con un servicio de alcantarillado sanitario, en el cual se necesita ampliar la cobertura, realizar un cambio de tubería y la construcción de la planta de tratamiento de aguas servidas" (GADM de Chaguarpamba, 2018, p. 223).</p>

Provincia	Nº	GADM	Año de actualización del PDOT	Información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o alcantarillado
Loja	14	Espíndola ¹	2018	"Debido a la dispersión de los asentamientos humanos y a la topografía del cantón, estos no permiten el abastecimiento de servicios básicos especialmente de alcantarillado" (GADM de Espíndola, 2018, p. 19). "[Existen] Vertidos de aguas residuales sin pretratamiento, deforestación, erosión del suelo y ampliación de la frontera agrícola ahondan la problemática relacionada al uso y manejo de los recursos hídricos de la cuenca binacional [cuenca del río Catamayo-Chira], además existen preocupantes niveles de turbidez, presencia de mercurio, cadmio y plomo y sobreexplotación de los recursos pétreos que eleva los niveles de contaminación de las aguas provenientes de este sistema hidrológico" (GADM de Espíndola, 2018, p.114). En el año 2010, la cobertura de alcantarillado a nivel general era de 20,45%; en las parroquias del cantón se obtuvieron los siguientes porcentajes: 27 de Abril 20,94%, Amaluza (cabecera cantonal) 42,37%, Bellavista 10,77%, El Airo 11,22%, El Ingenio 16,42%, Jimbura 13,91%, Santa Teresita 4,89% (INEC, 2010).
	15	Gonzanamá	2018	"Las aguas residuales generadas en el cantón reciben un tratamiento primario, a excepción de la parroquia Purunuma [parroquia rural] donde se ha implementado un filtro biológico como tratamiento secundario, para luego ser vertidas en las áreas aledañas a las plantas de tratamiento" (GADM de Gonzanamá, 2018, p. 74). "En los sitios donde no se dispone de sistemas de alcantarillado, principalmente en las áreas rurales, las aguas residuales son depositadas directamente en los cuerpos hídricos" (GADM de Gonzanamá, 2018, p. 74). "[Existe] Contaminación de aguas superficiales por ineficientes sistemas de tratamiento de aguas residuales" (GADM de Gonzanamá, 2018, p. 107). "Aproximadamente el 40% de las aguas residuales generadas en el cantón reciben algún proceso de depuración a excepción de Changaimina [parroquia rural], donde las instalaciones para el tratamiento de efluentes se encuentran en mal estado" (GADM de Gonzanamá, 2018, p. 107).
	16	Olmedo ¹	2018	"[Existe] Contaminación del agua por desechos líquidos [aguas residuales] y sólidos, con un nivel de afectación media" (GADM de Olmedo, 2018, p.26). En el año 2010, la cobertura de alcantarillado a nivel general era de 15,80%; en las parroquias del cantón se obtuvieron los siguientes porcentajes: La Tingue 9,82%, Olmedo (cabecera cantonal) 16,97% (INEC, 2010).
	17	Quilanga	2018	"[Existe] Contaminación de agua por [descargas de]aguas servidas, con un nivel de afectación media" (GADM de Quilanga, 2018, p. 60). "El sistema de tratamiento [de aguas residuales] de Quilanga [cabecera cantonal] se encuentra en óptimas condiciones, en Fudochamba, San Antonio de las Aradas y Anaguma [parroquias rurales], los sistemas de tratamiento de las aguas servidas por una u otra razón no están cumpliendo adecuadamente con su función; esto trae consigo un enorme riesgo a la población y al medio ambiente a causa de la contaminación que implica el vertido de aguas servidas sin un apropiado tratamiento" (GADM de Quilanga, 2018, pp. 195-196).

Provincia	Nº	GADM	Año de actualización del PDOT	Información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o alcantarillado
Loja	18	Sozoranga ¹	2018	"Contaminación del agua por desechos líquidos [aguas residuales] y sólidos, con un nivel de afectación alto" (GADM de Sozoranga, 2018, p. 28). En el año 2010, la cobertura de alcantarillado a nivel general era de 16,54%; en las parroquias del cantón se obtuvieron los siguientes porcentajes: Nueva Fátima 8,52%, Sozoranga (cabecera cantonal) 22,23%, Tacamoros 11,68% (INEC, 2010).
	19	Mocha	2018	"En el cantón Mocha se dispone de cuatro plantas de tratamiento de aguas residuales" (GADM de Mocha, 2018, p. 124).
Tungurahua	20	Tisaleo	2018	"Gases producidos por las 5 plantas de tratamiento de aguas servidas: ubicadas, [áreas urbanas] centro cantonal, Santa Lucía La Libertad, Santa Lucía Arriba, San Juan y Chilco la Esperanza" (GADM de Tisaleo, 2018, p. 49). "[Contaminación del recurso hídrico] En el cantón Tisaleo, se produce contaminación de la quebrada Palahua, por las descargas de aguas servidas de la planta de tratamiento del centro cantonal, por basura que arrojan y las aguas de la acequia Mocha – Huachi" (GADM de Tisaleo, 2018, p. 50). "[Se necesita] La dotación y mejoramiento de servicios básicos tales como agua potable, alcantarillado -con su respectivo sistema de tratamiento de aguas- y manejo de los residuos sólidos, enfatizando en las zonas marginales de las áreas urbanas y en áreas rurales consolidadas. Para las áreas rurales dispersas será necesario estudiar soluciones alternativas que permitan una mejora de los servicios" (GADM de Tisaleo, 2018, p. 486).
Orellana	21	Aguarico	2018	"[Existe] Contaminación del recurso agua por aguas servidas, con un nivel de afectación alto" (GADM de Aguarico, 2018, p. 32). "Hay que considerar que el único poblado que cuenta con sistema de tratamiento de vertidos líquidos a través del alcantarillado sanitario es Tiputini [área rural], mientras que los otros que cuentan con alcantarillado parcial, no cuentan con este sistema de tratamiento. En resumen, el nivel de cobertura y déficit de este servicio se convierte en un problema de salud para la población" (GADM de Aguarico, 2018, p. 185).
	22	Huamboya	2018	"Los impactos negativos considerados en el área urbana es [sic] principalmente por la eliminación de las aguas servidas a través de la red pública de alcantarillado, generando descargas significativas a los efluentes sin previo tratamiento, mientras que en el área rural la situación es crítica debido a que la mayoría de las comunidades no cuentan con un mecanismo de eliminación de excretas que mitiguen la contaminación ambiental principalmente las de fuentes de agua" (GADM de Huamboya, 2018, pp. 32 - 33). "No existe una planta de tratamiento de aguas residuales" (GADM de Huamboya, 2018, p. 47).
Morona Santiago	23	Pablo VI	2018	"[Existe] Contaminación de las fuentes de agua para consumo, por actividades antrópicas: las aguas de los ríos están siendo contaminadas por el uso de químicos, practicas ganaderas, en el sector rural las aguas residuales no cuentan con tratamiento previo, mismo que se realiza sin control y son vertidos directamente a los ríos" (GADM de Pablo VI, 2018, p. 67). "Las debilidades que presenta a nivel provincial es la carencia de vías de acceso o vías de comunicación terrestre en mal estado, no hay cobertura total de servicios básicos como agua potable y alcantarillado sanitario" (GADM de Pablo VI, 2018, p. 135).

Provincia	Nº	GADM	Año de actualización del PDOT	Información de los PDOT relacionada a la disponibilidad de sistemas de depuración y/o alcantarillado
Morona Santiago	24	Taisha	2019	“En el área urbana del cantón Taisha, el 50% de los predios se encuentran atendidos con el sistema de alcantarillado. . . . Para el sistema de alcantarillado urbano se construyó 3 tanques para el tratamiento de las aguas servidas en la parte sur de la ciudad, los cuales luego desembocan en las aguas del río Wambini. Los tanques de tratamiento se encuentran en mal estado e incluso uno de ellos no funciona; los otros dos no han cumplido su función a cabalidad, puesto que al primer tanque al que ingresan las aguas no se llena, sin dar actividad alguna al siguiente” (GADM de Taisha, 2019, p. 101).
Napo	25	Carlos Julio Arosemena Tola	2018	“En los asentamientos humanos [áreas urbanas] de Arosemena Tola, Santa Rosa, El Capricho, Nueva Esperanza y Puní Luz de América existe un alcantarillado y tratamiento de aguas servidas, que cuentan con sistema de filtros anaeróbicos y su validez es de 25 años (aproximadamente hasta el año 2030)” (GADM de Carlos Julio Arosemena Tola, 2018, p. 99). “[Existe] Contaminación de los ríos de la descarga de aguas servidas no tratadas de manera eficiente y de otros efluentes sin tratamiento” (GADM de Carlos Julio Arosemena Tola, 2018, p. 103). “El sistema de alcantarillado sanitario en dichos centros urbanos, tienen un tratamiento previo a la descarga a los cauces de los ríos cercanos, en todos los centros urbanos se ha construido plantas de tratamiento con sistema de tanques sépticos y filtros anaerobios para este tratamiento” (GADM de Carlos Julio Arosemena Tola, 2018, p. 280).
Pastaza	26	Mera ¹	2018	“[Existe] Contaminación del recurso agua en el cantón debido a actividades antrópicas [descarga de aguas residuales] y a eventos naturales” (GADM de Mera, 2018, p. 74). En el año 2010, la cobertura de alcantarillado a nivel general era de 33,79%; en las parroquias del cantón se obtuvieron los siguientes porcentajes: Madre Tierra 8,86%; Mera (cabecera cantonal) 33,57%; Shell 38,09% (INEC, 2010).
Sucumbíos	27	Sucumbíos	2018	“Hay un nivel alto de contaminación por descargas de aguas servidas sin tratamiento” (GAD de Sucumbíos, 2018, p. 13). “En el sector rural existen 315 viviendas conectadas a la red pública de alcantarillado las cuales determinan un porcentaje del 44,37% en estos sectores determinados como asentamientos consolidados rurales [que] tiene evacuaciones directas a quebradas o ríos del sector, las cuales propician contaminación directa al medio ambiente” (GADM de Sucumbíos, 2018, p. 78). “Así mismo en los asentamientos humanos no consolidados y dispersos se establecen redes pequeñas por vivienda, las cuales evacuan hacia quebradas cercanas, sin ningún tipo de control, ni manejo técnico” (GADM de Sucumbíos, 2018, p. 78). “La cobertura de alcantarillado a nivel cantonal [año 2010] es el 52,67%, el 92% en el sector urbano y en el sector rural es el 44,37%. Es preocupante las descargas de aguas residuales al río y a quebradas sin tratamiento y control” (GADM de Sucumbíos, 2018, p. 126).

¹ En el caso de los GAD Municipales de Chilla, Pucará, Colta, Espíndola, Olmedo, Sozoranga y Mera, la información concerniente a la disponibilidad de sistemas de depuración presentada en sus PDOT fue insuficiente, por lo cual para estos municipios también se decidió incluir la información de su cobertura de alcantarillado correspondiente al año 2010, de acuerdo con los datos publicados por el INEC (2010).

ANEXO 2: TEMPERATURA MEDIA MÍNIMA DEL AIRE DE LOS 27 GAD
MUNICIPALES.

Tabla 2.1: Temperatura media mínima mensual del aire de los 27 GAD Municipales
(INAMHI, 2014; INAMHI 2015; INAMHI, 2017).

Provincia	Nº	GADM	Código de la estación	Año	Mes	Temperatura media mínima mensual del aire (°C)
El Oro	1	Atahualpa	M0239	2013	Julio	18,6
	2	Chilla	M0292	2013	Julio	19,6
	3	Las Lajas	M0482	2012	Agosto	15,6
Azuay	4	El Pan	M0045	2013	Septiembre	9,3
	5	Nabón	M0032	2011	Octubre	13,7
	6	Oña	M1172	2013	Diciembre	13,5
	7	Pucará	M1212	2013	Julio	6,9
	8	San Fernando	M0032	2011	Octubre	13,7
	9	Sevilla de Oro	M0045	2013	Septiembre	9,3
Cañar	10	Déleg	M0137	2013	Septiembre	7,8
Chimborazo	11	Colta	M1130	2013	Septiembre	3,3
Cotopaxi	12	Pangua	M0123	2013	Julio	14,4
	13	Chaguarpamba	M0180	2011	Agosto	16,1
	14	Espíndola	M0150	2012	Enero	11,6
	15	Gonzanamá	M1214	2013	Diciembre	13,5
	16	Olmedo	M0180	2011	Agosto	16,1
	17	Quilanga	M0143	2013	Junio	6,9
	18	Sozoranga	M0146	2013	Noviembre	12,4
	Tungurahua	19	Mocha	M0128	2013	Julio
20		Tisaleo	M0128	2013	Julio	7,5
Orellana	21	Aguarico	M0007	2013	Julio	21,5
Morona Santiago	22	Huamboya	M0041	2013	Septiembre	15,8
	23	Pablo VI	M0041	2013	Septiembre	15,8
	24	Taisha	M1040	2013	Julio	14,8
Napo	25	Carlos Julio Arosemena Tola	M1219	2013	Septiembre	18,8
Pastaza	26	Mera	M0008	2013	Septiembre	17
Sucumbíos	27	Sucumbíos	M1203	2013	Diciembre	18,7
Promedio						13

ANEXO 3: PREDISEÑOS DE SISTEMAS DE DEPURACIÓN SELECCIONADOS.

Criterios para la realización de los prediseños.

Los prediseños tipo de cada uno de los sistemas de depuración analizados se realizaron considerando en únicas poblaciones, área de cobertura, concentración típica de DBO₅ y caudal, y su principal propósito es determinar aproximadamente el espacio que se requeriría para cada tipo de sistema de depuración considerado. En el caso de la población tipo utilizada para los 27 GAD Municipales, esta fue de 2500 habitantes.

Para determinar el área de cobertura tipo de alcantarillado para los 27 GAD Municipales, primero se ordenaron de mayor a menor todos los municipios utilizando sus promedios de población obtenidos en la tabla 1.2 del Anexo 1, después se categorizaron todos los municipios en tres grupos principales de nueve municipios, el primer grupo con poblaciones altas, el segundo grupo con poblaciones medias y el tercer grupo con poblaciones bajas; se seleccionaron tres GAD Municipales de cada uno de los grupos antes mencionados y a través de Google Earth se delimitó un área de cobertura aproximada en cada una de las cabeceras cantonales, finalmente, se obtuvo un promedio de las nueve áreas determinadas, obteniéndose un área de cobertura tipo de 26 hectáreas.

En cuanto a la concentración típica de la DBO₅ de las aguas residuales domésticas se consideró un valor de 190 mg/l según lo explicado en el acápite 6.4.2.

Caudal promedio total de aguas residuales domésticas.

En la tabla 3.1 se presentan los datos preliminares utilizados para el cálculo del caudal promedio total de las aguas residuales domésticas.

Tabla 3.1: Datos preliminares para el cálculo del caudal promedio total.

Parámetros	Unidades	Rango	Valor utilizado	Referencia
Consumo de agua por habitante	l/hab.día	120-160	140	INEN, 1992
Coefficiente de retorno	-	0,75-0,80	0,80	INEN, 1992
Coefficiente de infiltración	m ³ /d.km	-	4	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Longitud de alcantarillado por habitante	m/hab	2,5-3,5	2,5	Von Sperling y Chernicharo, 2005
Población	habitantes	-	2500	-
Área de cobertura aproximada	ha	-	26	-

1. Cálculo del caudal promedio.

$$Q_{PRO} = \frac{Pob. \times Consumo\ de\ agua\ por\ hab \times Coef.\ de\ retorno}{1000} \quad (3.1)$$

$$Q_{PRO} = \frac{2500\ habitantes \times 140\ l/hab.d \times 0,8}{1000\ l/m^3} = 280\ \frac{m^3}{d}$$

2. Cálculo del caudal de infiltración.

$$Q_{INF} = Long.\ total\ de\ alcantarillado \times coef.\ de\ infiltración \quad (3.2)$$

$$Long.\ total\ de\ alcantarillado = Long.\ de\ alcantarillado\ por\ habitante \times Población$$

$$Long.\ total\ aproximada\ referencial\ de\ alcantarillado = 0,0025\ \frac{km}{hab} \times 2500\ habitantes$$

$$= 6,25\ km$$

$$Q_{INF} = 6,25 \text{ km} \times 4 \frac{\text{m}^3}{\text{d. km}} = 25 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

3. Cálculo del caudal de aguas ilícitas.

Para la cuantificación de caudales por conexiones clandestinas de aguas lluvias y en vista de que la norma vigente no establece un método de cálculo se consideró el Título D del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico de Colombia que menciona que “el aporte máximo de las conexiones erradas a un sistema de alcantarillado de aguas residuales existente o proyectado debe ser de hasta 0,2 l/s por ha” (MVCT, 2012, p.54), por lo que se asumió 0,1 l/s.ha pues en los sistemas de alcantarillado sanitario se deben tomar todas las previsiones para minimizar la entrada de aguas lluvias al alcantarillado sanitario.

$$Q_{ILIC} = \text{Área de cobertura} \times \text{Aporte máximo conexiones erradas} \quad (3.3)$$

$$Q_{ILIC} = 26 \text{ ha} \times 0,1 \frac{\text{l}}{\text{ha. s}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} \times \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ d}} = 224,64 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \approx 225 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

4. Cálculo del caudal promedio total.

$$Q_{PROMEDIO TOTAL} = Q_{PRO} + Q_{INF} + Q_{ILIC} \quad (3.4)$$

$$Q_{PROMEDIO TOTAL} = 280 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} + 25 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} + 225 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

PREDISEÑO DEL SISTEMA DE FLUJO SUPERFICIAL

En la tabla 3.2 se detallan los parámetros de diseño utilizados.

Tabla 3.2: Parámetros de diseño utilizados para el sistema de flujo superficial.

Parámetro	Unidades	Rango	Valor utilizado	Referencias
Caudal de diseño	m ³ /d	-	530	-
Concentración de DBO ₅ (entrada)	mg/l	-	190	Metcalf y Eddy, 2003
Tasa de aplicación por unidad de ancho de la pendiente	m ³ /hora.m	0,19-0,29	0,29	EPA, 2006
Período de aplicación	horas/d	6-12	12	EPA, 2006
Longitud de la pendiente (de cada unidad de tratamiento)	m	-	70	Paganini, 1996
Pendiente de cada unidad de tratamiento	%	1-12%	2	EPA, 2006
Número mínimo de unidades de tratamiento	-	4-5	4	EPA, 2006

1. Cálculo de la tasa de carga hidráulica.

$$L_w = \frac{q \times P}{Z} \quad (3.5)$$

Donde:

L_w = Tasa de carga hidráulica del afluyente, (mm/d)

q = Tasa de aplicación por unidad de ancho de la pendiente, (m³/hora.m)

P = Período de aplicación, (horas/d)

Z = Longitud de la pendiente, (m)

Datos:

$$q = 0,29 \text{ m}^3/\text{hora.m}$$

$$P = 12 \text{ horas/d}$$

$$Z = 70 \text{ m}$$

$$L_W = \frac{0,29 \frac{\text{m}^3}{\text{hora.m}} \times 12 \frac{\text{hora}}{\text{d}}}{70 \text{ m}} \times \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}} = 49,71 \frac{\text{mm}}{\text{d}}$$

EPA (2006) recomienda valores de tasa de carga hidráulica entre 20 a 100 mm/d; el valor obtenido de 49,71 mm/d, se encuentra dentro de los límites establecidos.

2. Cálculo de la tasa de carga orgánica.

$$L_{DBO} = L_W \times C_O \quad (3.6)$$

Donde:

L_{DBO} = Tasa de carga orgánica (kg/ha.d)

L_W = Tasa de carga hidráulica (mm/d)

C_o = Concentración de DBO_5 del afluente (mg/l)

Datos:

$$L_W = 49,71 \text{ mm/d}$$

$$C_o = 190 \text{ mg/l}$$

$$L_{DBO} = 49,71 \frac{\text{mm}}{\text{d}} \times 190 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \frac{1 \text{ kg}}{10^6 \text{ mg}} \times \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} \times \frac{1000 \text{ l}}{1 \text{ m}^3} \times \frac{10000 \text{ m}^2}{1 \text{ ha}} = 94,45 \frac{\text{kg}}{\text{ha.d}}$$

EPA (2006) recomienda que la tasa de carga orgánica aplicada a los sistemas de flujo superficial sea menor a 100 kg/ha.d; el valor obtenido de tasa orgánica para nuestro sistema de depuración fue de 94,45 kg/ha.d, el cual se mantiene por debajo del límite establecido.

3. Cálculo del área total necesaria para el sistema de flujo superficial.

$$A_T = \frac{Q_{DISEÑO}}{L_W} \quad (3.7)$$

Donde:

A_T = Área total necesaria, (m²)

$Q_{DISEÑO}$ = Caudal de diseño de las aguas residuales, (m³/día)

L_W = Tasa de carga hidráulica, (mm/día)

Datos:

$Q_{DISEÑO} = 530 \text{ m}^3/\text{d}$

$L_W = 49,71 \text{ mm}/\text{d}$

$$A_T = \frac{530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{49,71 \frac{\text{mm}}{\text{d}} \times \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}}} = 10661,84 \text{ m}^2$$

4. Área de cada unidad de tratamiento.

EPA (2006) recomienda utilizar un mínimo de cuatro a cinco unidades de tratamiento en paralelo, por lo tanto, para el diseño de este sistema de depuración se ha decidido utilizar cinco unidades de tratamiento en paralelo.

$$A_{C/U} = \frac{A_T}{N^{\circ} \text{ total de unidades de tratamiento}} \quad (3.8)$$

Donde:

A_T = Área total necesaria para el sistema de depuración (m^2)

N° total de unidades de tratamiento = Número total de unidades de tratamiento utilizadas

Datos:

$$A_T = 10661,84 \text{ m}^2$$

$$N^{\circ} \text{ total de unidades de tratamiento} = 5$$

$$A_{C/U} = \frac{10661,84 \text{ m}^2}{5} = 2132,37 \text{ m}^2$$

5. Dimensiones de cada unidad de tratamiento.

Para el cálculo de la tasa de carga hidráulica se asumió una longitud de pendiente igual a 70 m.

$$B = \frac{A_{C/U}}{L} \quad (3.9)$$

Donde:

B = Ancho de cada unidad de tratamiento, (m)

$A_{C/U}$ = Área de cada unidad de tratamiento, (m^2)

L = Longitud de pendiente, (m)

Datos:

$$A_{C/U} = 2132,37 \text{ m}^2$$

$$L = 70 \text{ m}$$

$$B = \frac{2132,37 \text{ m}^2}{70 \text{ m}} = 30,46 \text{ m}$$

Se selecciona un B igual a 30,50 m, por lo tanto el área recalculada de cada unidad de tratamiento es 2135 m².

6. Área total recalculada.

$$\text{Área total}_{\text{recalculada}} = 5 \text{ unidades} \times 2135 \text{ m}^2 = 10675 \text{ m}^2$$

7. Concentración de DBO₅ del efluente.

$$C_F = C_O \times \left(1 - \frac{E}{100}\right) \quad (3.10)$$

Donde:

C_F = Concentración de DBO₅ del efluente, (mg/l)

C_O = Concentración de DBO₅ del afluyente, (mg/l)

E = Eficiencia de remoción de la DBO₅ del sistema de depuración

Datos:

C_O = 190 mg/l

Eficiencia = 80% (Von Sperling y Chernicharo, 2005)

$$C_F = 190 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \left(1 - \frac{80}{100}\right) = 38 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Tabla 3.3: Resumen de los resultados obtenidos del sistema de flujo superficial.

Parámetro	Unidad	Valor
Área total necesaria	m ²	10675
Área de cada unidad de tratamiento	m ²	2135
Número de unidades de tratamiento (en paralelo)	-	5
Largo de cada unidad (L)	m	70
Ancho de cada unidad (B)	m	30,5
Concentración final de DBO ₅ (esperada)	mg/l	38

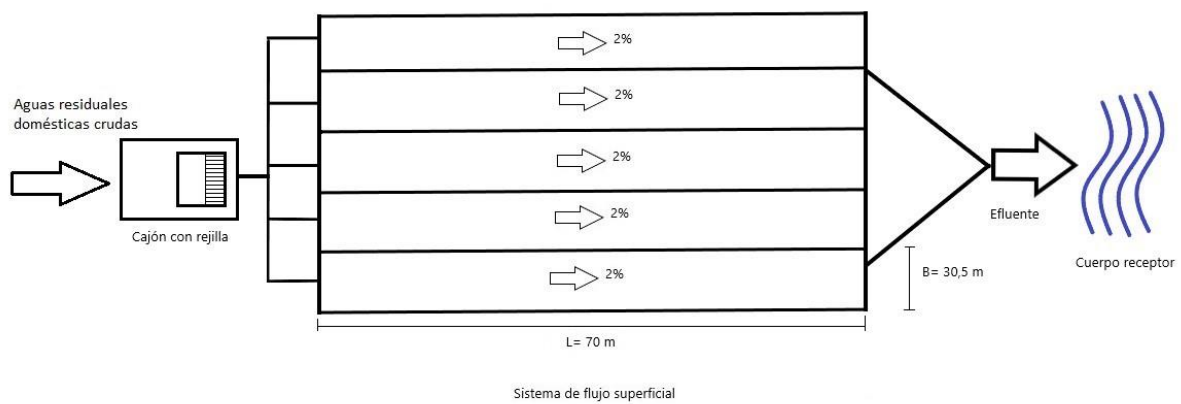


Figura 3.1: Vista en planta del sistema de flujo superficial.

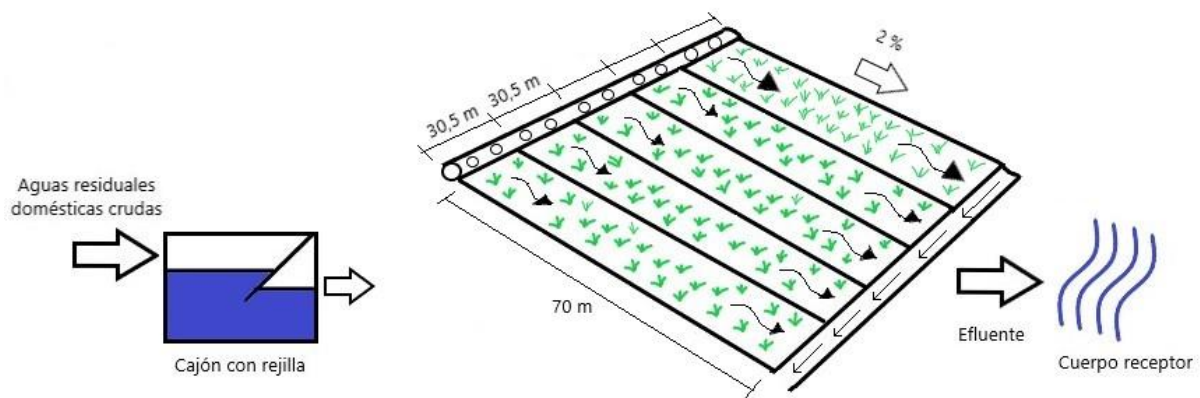


Figura 3.2: Esquema del sistema de flujo superficial.

PREDISEÑO DEL SISTEMA DE JACINTO DE AGUA.

En la tabla 3.4 se detallan los parámetros de diseño utilizados.

Tabla 3.4: Parámetros de diseño utilizados para el sistema de jacinto de agua.

Parámetros	Unidades	Valor utilizado	Referencia
Caudal de diseño	m ³ /d	530	-
Concentración de DBO ₅ (entrada)	mg/l	190	Metcalf y Eddy, 2003
Carga orgánica máxima de DBO ₅ (área total)	kg/ha.d	100	EPA, 1988
Relación largo-ancho	-	3:1	Reed et al., 1988
Altura efectiva	m	1,2	EPA, 1988
Altura para almacenamiento de lodos	m	0,5	EPA, 1988
Pendientes laterales	-	3:1	EPA, 1988

1. Cálculo de la carga orgánica.

$$Carga\ DBO_5 = Q_{DISEÑO} \times DBO_5 \quad (3.11)$$

Donde:

Carga DBO₅ = Carga de DBO₅ aplicada, (kg DBO₅/d)

Q_{DISEÑO} = Caudal de diseño de las aguas residuales, (m³/d)

DBO₅ = Concentración de DBO₅ de entrada, (mg/l)

Datos:

Q_{DISEÑO} = 530 m³/d

DBO₅ = 190 mg/l

$$Carga\ DBO_5 = 530 \frac{m^3}{d} \times 190 \frac{mg}{l} \times \frac{1\ kg}{10^6\ mg} \times \frac{1000\ l}{1\ m^3} = 100,70 \frac{kg\ DBO_5}{d}$$

2. Cálculo del área total requerida.

EPA (1988) recomienda que en el caso de sistemas de jacinto de agua sin aireadores, se debe utilizar una carga máxima de 100 kg/ha.d de DBO₅ para toda el sistema de depuración.

$$A_{TOTAL} = \frac{Carga\ DBO_5}{Carga\ máxima\ de\ DBO_5} \quad (3.12)$$

$$A_{TOTAL} = \frac{100,70 \frac{kg\ DBO_5}{d}}{100 \frac{kg\ DBO_5}{ha.d}} = 1,007\ ha = 10070\ m^2$$

3. Número de unidades de tratamiento.

Reed et al. (1988) recomienda que cuando se cuente con una sola unidad de tratamiento en un sistema de jacinto de agua, esta deberá contar con un área máxima de 0,40 ha. El área total necesaria de aproximadamente 1 ha, se dividirá para el valor de 0,40 ha.

$$N^\circ\ de\ unidades\ de\ tratamiento = \frac{1\ ha}{0,40\ ha} = 2,50\ unidades \approx 3\ unidades$$

4. Dimensiones de las unidades de tratamiento en el espejo de agua.

$$\text{Área} = L \times B = L \times \frac{L}{3} = \frac{L^2}{3}$$

$$L = \sqrt{3 \times \text{Área}}$$

Como cada una de las tres unidades de tratamiento tendrán un área de 4000 m²; con este dato, se calcula el largo y ancho de cada unidad.

$$L = \sqrt{3 \times 4000\ m^2} = 109,54\ m$$

$$B = \frac{109,54 \text{ m}}{3} = 36,51 \text{ m}$$

Se asumen las siguientes dimensiones $L = 109,50 \text{ m}$ y $B = 36,50 \text{ m}$, y con estos datos se recalcula el área necesaria para cada una de las unidades de tratamiento y el área total necesaria.

$$\text{Área recalculada c/u} = 109,50 \text{ m} \times 36,50 \text{ m} = 3996,75 \text{ m}^2$$

$$\text{Área recalculada total} = 3 \times 3996,75 \text{ m}^2 = 11990,25 \text{ m}^2 = 1,20 \text{ ha}$$

5. Dimensiones de las unidades de tratamiento en la base.

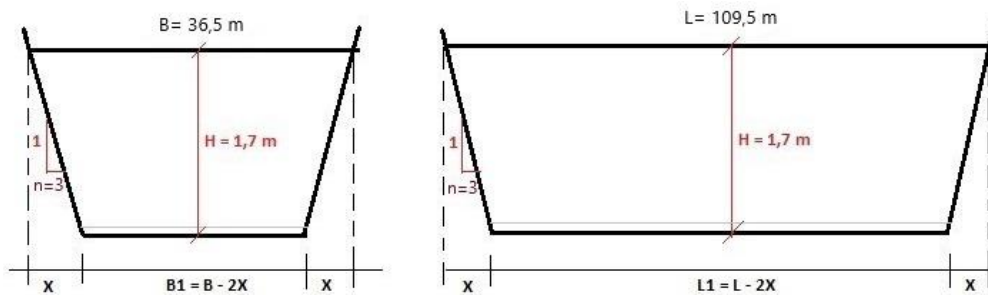


Figura 3.3: Vista frontal y lateral del estanque de jacinto de agua.

De la figura 3.3 y a partir de la relación entre triángulos semejantes, se obtiene.

$$\frac{1}{n} = \frac{H}{X} \qquad X = n \times H$$

Con el valor de X , se obtienen las fórmulas para sacar las dimensiones de las unidades de tratamiento en la base.

$$L1 = L - (2 \times X) = L - [2 \times (n \times H)] = L - (2 \times n \times H)$$

$$B1 = B - (2 \times X) = B - [2 \times (n \times H)] = B - (2 \times n \times H)$$

Datos:

$L = 109,50 \text{ m}$

$B = 36,50 \text{ m}$

$H = 1,7 \text{ m}$ (altura efectiva + altura de lodos)

$$n=3$$

$$L1 = 109,5 \text{ m} - (2 \times 3 \times 1,7 \text{ m}) = 99,30 \text{ m}$$

$$B1 = 36,5 \text{ m} - (2 \times 3 \times 1,7 \text{ m}) = 26,30 \text{ m}$$

6. Cálculo del volumen de las unidades de tratamiento (EPA, 1988).

$$V = [(L \times B) + (L - 2sd)(B - 2sd) + 4(L - sd)(B - sd)]d \div 6 \quad (3.13)$$

Donde:

V = Volumen de cada unidad de tratamiento, (m³)

L = Longitud del estanque en la superficie del agua, (m)

W = Ancho del estanque en la superficie del agua, (m)

s = Factor de pendiente, (3:1, s=3)

d = Altura efectiva, (m)

Datos:

$$L = 109,5 \text{ m}$$

$$B = 36,5 \text{ m}$$

$$s = 3$$

$$d = 1,2 \text{ m}$$

$$V = [(71,25 \text{ m} \times 23,75 \text{ m}) + [71,25 \text{ m} - (2 \times 3 \times 1,2 \text{ m})][23,75 \text{ m} - (2 \times 3 \times 1,2 \text{ m})] \\ + 4[71,25 \text{ m} - (3 \times 1,2 \text{ m})][23,75 \text{ m} - (3 \times 1,2 \text{ m})]]1,2 \text{ m} \div 6$$

Resultado: $V_{C/U} = 4186,12 \text{ m}^3$

Ya que se tienen tres unidades de tratamiento en paralelo, el volumen total del sistema de jacinto de agua será igual a 12558,36 m³.

7. Cálculo del tiempo de retención hidráulica del sistema.

$$T_R = \frac{V_{TOTAL}}{Q} \quad (3.14)$$

Donde:

T_R = Tiempo de retención hidráulica de las aguas residuales, (d)

V_{TOTAL} = Volumen total del sistema de jacinto de agua, (m³)

Q_{DISEÑO} = Caudal de diseño de las aguas residuales, (m³/d)

Datos:

V_{TOTAL} = 12558,36 m³

Q_{DISEÑO} = 530 m³/d

$$T_R = \frac{12558,36 \text{ m}^3}{530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 23,7 \text{ d}$$

EPA (1988) recomienda que para tener concentraciones de salida de DBO₅ menores a 30 mg/l, se deberán utilizar tiempos de retención hidráulica entre 10 a 36 días. El tiempo de retención hidráulica de 23,7 d, se encuentra dentro de los límites establecidos.

8. Cálculo de la carga hidráulica del sistema.

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{Q_{DISEÑO}}{\text{Área total del sistema}} \quad (3.15)$$

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{Q_{\text{DISEÑO}}}{\text{Área total del sistema}} = \frac{530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{1,20 \text{ ha}} = 441,67 \frac{\text{m}^3}{\text{ha} \cdot \text{d}}$$

EPA (1988) recomienda valores de tasa de carga hidráulica entre 200 a 600 m³/ha.d. El valor calculado de 441,67 m³/ha.d, se mantiene dentro del rango recomendado.

9. Predicción de la calidad del efluente considerando reactores tipo pistón (EPA, 1988).

$$k_T = k_{20^\circ\text{C}} \times (\theta)^{T-20^\circ\text{C}} \quad (3.16)$$

Donde:

k_T = Constante de velocidad de reacción de primer orden, dependiente de la temperatura, (d⁻¹)

$k_{20^\circ\text{C}}$ = Constante de velocidad de reacción a 20°C, (d⁻¹)

θ = Coeficiente de temperatura derivado empíricamente.

T = Temperatura mínima del agua residual, (°C).

Datos:

$k_{20^\circ\text{C}} = 1,1 \text{ d}^{-1}$ (Reed et al., 1995)

$\theta = 1,06$ (EPA, 1988)

$T = 15 \text{ }^\circ\text{C}$

$$K_{15^\circ\text{C}} = 1,1 \times (1,06)^{15^\circ\text{C}-20^\circ\text{C}} = 0,8219 \text{ d}^{-1}$$

$$C_F = C_O \times e^{-K_T \times T_R} \quad (\text{Metcalf y Eddy, 2003}) \quad (3.17)$$

Datos:

$C_O = 190 \text{ mg/l}$

$$K_T = 0,8219 \text{ d}^{-1}$$

$$T_R = 23,69 \text{ d}$$

$$C_F = 190 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times e^{-(0,8219 \text{ d}^{-1} \times 23,69 \text{ d})} = 6,65 \times 10^{-7} \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Tabla 3.5: Resumen de los resultados obtenidos del sistema de jacinto de agua.

Parámetro	Unidad	Valor
Área total necesaria	m ²	11990,25
Área de cada unidad de tratamiento	m ²	3996,75
Número de unidades de tratamiento (en paralelo)	-	3
Largo de cada unidad (espejo de agua)	m	109,5
Ancho de cada unidad (espejo de agua)	m	36,5
Concentración final de DBO ₅ (esperada)	mg/l	6,65×10 ⁻⁷

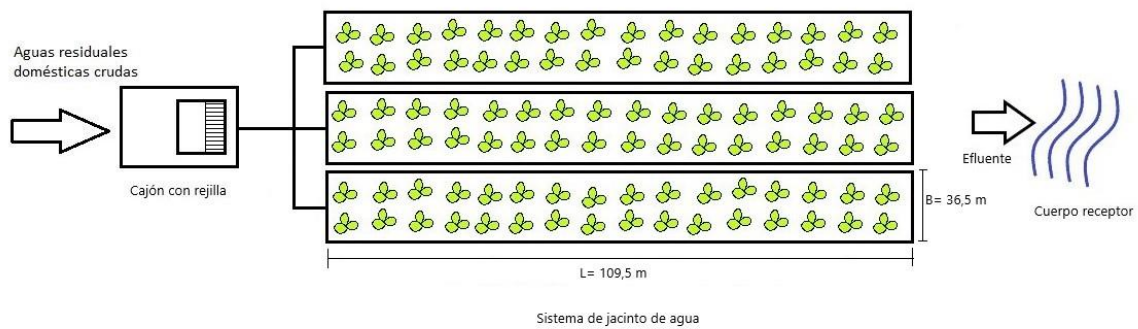


Figura 3.4: Vista en planta del sistema de jacinto de agua.

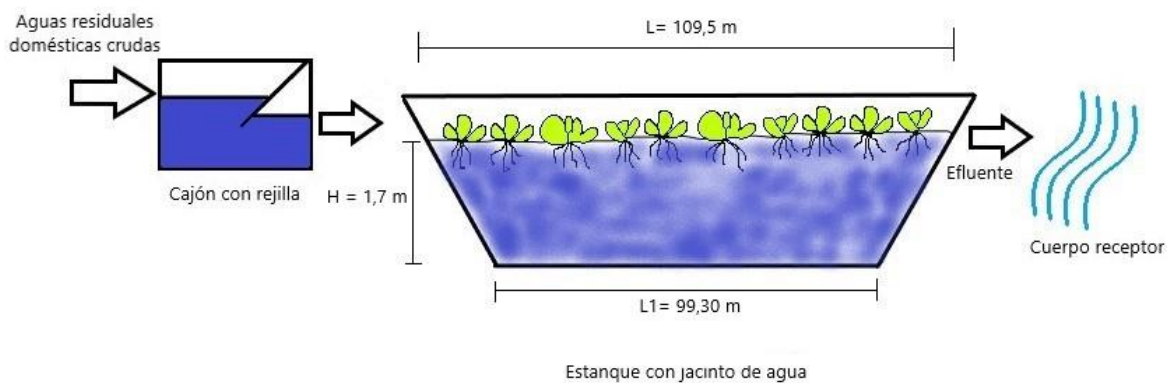


Figura 3.5: Sección longitudinal del sistema de jacinto de agua.

PREDISEÑO DEL HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL.

En la tabla 3.6 se detallan los parámetros de diseño utilizados.

Tabla 3.6: Parámetros de diseño utilizados para el humedal artificial de flujo subsuperficial.

Parámetros	Unidades	Valor utilizado	Referencia
Caudal de diseño	m ³ /d	530	-
Concentración de DBO ₅ (entrada)	mg/l	190	Metcalf y Eddy, 2003
Promedio de las temperaturas medias mínimas mensuales del aire	°C	13	-
Profundidad del medio del lecho filtrante (d)	m	0,3	EPA, 1988
Pendiente del lecho filtrante (S)	%	1	EPA, 1988
Porosidad de la arena gruesa (η)	-	0,39	EPA, 1988
Conductividad hidráulica de la arena gruesa (k_s)	m ³ /m ² .d	480	EPA, 1988

1. Selección de la especie de planta a utilizarse en el humedal.

Se seleccionó la planta totora (*Schoenoplectus californicus*). Esta planta es típica de América del Sur y crece en la zona andina de nuestro país (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de Totoras, 2023).

2. Profundidad y pendiente del lecho filtrante.

Según EPA (1988), las raíces de las plantas totoras logran extenderse en el lecho filtrante hasta aproximadamente unos 300 mm, por lo cual se seleccionó una profundidad del medio del lecho filtrante de 300 mm; en cuanto a la pendiente del lecho, por facilidad de construcción, recomiendan una pendiente del 1%.

3. Comprobación $k_s \cdot S < 8,60$

Reed et al. (1987), como se citó en EPA (1988), recomiendan comprobar que el producto de la conductividad hidráulica del medio (k_s) y la pendiente del lecho filtrante (S) sea menor que 8,60; como medio del lecho filtrante recomienda utilizar una arena gruesa con las siguientes características: porosidad (η) = 0,39, conductividad hidráulica (k_s) = $480 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ y $K_{20} = 1,35 \text{ d}^{-1}$.

$$k_s \times S = 480 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} \times 0,01 = 4,80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} < 8,60$$

Se cumple la condicionante $k_s \cdot S < 8,60$.

4. Cálculo de la constante de la velocidad de reacción de primer orden, dependiente de la temperatura (K_T) (EPA, 1988).

$$K_T = K_{20^\circ\text{C}} \times (1,1)^{T-20^\circ\text{C}} \quad (3.18)$$

Donde:

K_T = Constante de la velocidad de reacción de DBO_5 , corregida por temperatura, (d^{-1}).

K_{20} = Constante de la velocidad de reacción de DBO_5 a 20°C , (d^{-1}).

T = Temperatura del agua residual, ($^\circ\text{C}$).

Datos:

$K_{20} = 1,35 \text{ d}^{-1}$ (EPA, 1988)

$T = 15^\circ\text{C}$

$$K_{15^\circ\text{C}} = 1,35 \text{ d}^{-1} \times (1,1)^{15^\circ\text{C}-20^\circ\text{C}} = 0,8382 \text{ d}^{-1} \approx 0,84 \text{ d}^{-1}$$

5. Cálculo del área de la sección transversal del lecho filtrante.

$$A_C = \frac{Q_{DISEÑO}}{k_S \times S} \quad (3.19)$$

Donde:

A_C = Área de la sección transversal del lecho filtrante, (m^2)

$Q_{DISEÑO}$ = Caudal de diseño de las aguas residuales, (m^3/d)

k_S = Conductividad hidráulica del medio del lecho filtrante, ($m^3/m^2.d$)

S = Pendiente del lecho filtrante, o gradiente hidráulico (decimal)

Datos:

$Q_{DISEÑO} = 530 \text{ m}^3/d$

$k_S = 480 \text{ m}^3/m^2.d$

$S = 0,01$

$$A_C = \frac{530 \frac{m^3}{d}}{480 \frac{m^3}{m^2.d} \times 0,01} = 110,42 \text{ m}^2$$

6. Cálculo del ancho del lecho.

$$B = \frac{A_C}{d} \quad (3.20)$$

Donde:

B = Ancho del lecho filtrante, (m)

A_C = Área de la sección transversal del lecho filtrante, (m^2)

d = Profundidad del lecho filtrante, (m)

Datos:

$$A_C = 110,42 \text{ m}^2$$

$$d = 0,3 \text{ m}$$

$$B = \frac{110,42 \text{ m}^2}{0,3 \text{ m}} = 368,07 \text{ m}$$

7. Cálculo del área del humedal en la base (EPA, 1988).

$$A_S = \frac{[Q(\ln C_O - \ln C_e)]}{(k_T \times d \times \eta)} \quad (3.21)$$

Donde:

A_S = Área del sistema de depuración, (m^2)

C_e = Concentración (deseada) de la DBO_5 del efluente, (mg/l)

C_o = Concentración de la DBO_5 del afluente (mg/l)

k_T = Constante de la velocidad de reacción de primer orden, dependiente de la temperatura, (d^{-1})

Q = Caudal de diseño de las aguas residuales, (m^3/d)

d = Profundidad del lecho filtrante, (m)

η = Porosidad del lecho (como fracción), (adimensional)

Datos:

$$C_e = 30 \text{ mg/l (EPA, 1988)}$$

$$C_o = 190 \text{ mg/l}$$

$$k_T = 0,84 \text{ d}^{-1}$$

$$Q = 530 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$d = 0,3 \text{ m}$$

$$\eta = 0,39$$

$$A_S = \frac{\left[530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \left(\ln 190 \frac{\text{mg}}{\text{l}} - \ln 30 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \right) \right]}{(0,84 \text{ d}^{-1} \times 0,3 \text{ m} \times 0,39)} = 9954,09 \text{ m}^2$$

8. Cálculo del largo del lecho y del tiempo de retención hidráulica del sistema.

$$L = \frac{A_S}{B} \tag{3.22}$$

Datos:

$$A_S = 9954,09 \text{ m}^2$$

$$B = 368 \text{ m}$$

$$L = \frac{9954,09 \text{ m}^2}{368 \text{ m}} = 27,05 \text{ m} \approx 27 \text{ m}$$

Reed et al. (1988) recomiendan que el largo del lecho filtrante sea de mínimo 20 m; el valor obtenido de 27 m cumple con esta condición.

$$T_R = \frac{\text{Volumen del sistema}}{Q_{\text{DISEÑO}}} = \frac{L \times B \times d \times \eta}{Q_{\text{DISEÑO}}} \tag{3.23}$$

Datos:

$$L = 27 \text{ m}$$

$$B = 368 \text{ m}$$

$$d = 0,3 \text{ m}$$

$$\eta = 0,39$$

$$Q_{\text{DISEÑO}} = 530 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$T_R = \frac{27 \text{ m} \times 368 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,39}{530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 2,19 \text{ d}$$

9. Dimensiones de cada unidad de tratamiento en la base.

EPA (2002) recomienda añadir tanto a la entrada como a la salida de cada unidad de tratamiento una zona que contenga grava de 40 a 80 mm de tamaño, la cual se deberá extender desde la parte superior hasta el fondo; en la entrada del humedal sugiere que esta zona tenga una longitud de 2 m, mientras que a la salida sugiere una longitud de 1 m.

$$L_{\text{total}_{\text{BASE}}} = L + 2 \text{ m} + 1 \text{ m} = 27 \text{ m} + 2 \text{ m} + 1 \text{ m} = 30 \text{ m}$$

Sundaravadivel y Vigneswaran (2001) recomiendan para humedales artificiales de flujo subsuperficial relaciones L:B aproximadas a uno. Debido a que el largo de cada unidad de tratamiento (L) será de 30 m, se seleccionó un ancho (B) de 32 m.

10. Número de unidades de tratamiento.

El ancho total calculado del lecho filtrante de 368 m, se divide para el ancho de 32 m seleccionado para cada unidad de tratamiento.

$$N^{\circ} \text{ unidades de tratamiento} = \frac{368 \text{ m}}{32 \text{ m}} = 11,5 \text{ unidades} \approx 12 \text{ unidades}$$

11. Dimensiones de cada unidad de tratamiento en la parte superior.

Se calculan las dimensiones de cada unidad de tratamiento en la parte superior (L1 y B1).

$$L1 = L + (2 \times n \times H) \quad B1 = B + (2 \times n \times H)$$

Datos:

$$L = 30 \text{ m}$$

$$B = 32 \text{ m}$$

$$n = 3 \text{ (EPA, 2002)}$$

$$\text{Borde libre} = 0,60 \text{ m (EPA, 2002)}$$

$$H = d + \text{borde libre} = 0,30 \text{ m} + 0,60 \text{ m} = 0,90 \text{ m}$$

$$L1 = 30 \text{ m} + (2 \times 3 \times 0,90 \text{ m}) = 35,40 \text{ m} \quad B1 = 32 \text{ m} + (2 \times 3 \times 0,90 \text{ m}) = 37,40 \text{ m}$$

12. Cálculo del área superficial de cada unidad de tratamiento y del área total necesaria para el sistema de depuración.

Con los valores $L1 = 35,40 \text{ m}$ y $B1 = 37,40 \text{ m}$, se calcula el área superficial de cada unidad de tratamiento.

$$\text{Área} = 35,40 \text{ m} \times 37,40 \text{ m} = 1323,96 \text{ m}^2$$

Con 12 unidades de tratamiento, se calcula el área total necesaria para el sistema de depuración.

$$\text{Área total necesaria} = 12 \text{ unidades} \times 1323,96 \text{ m}^2 = 15887,52 \text{ m}^2$$

Tabla 3.7: Resumen de los resultados obtenidos para el humedal artificial de flujo subsuperficial.

Parámetro	Unidades	Valor
Área total necesaria para el sistema	m ²	15887,52
Área de cada unidad de tratamiento	m ²	1323,96
Número de unidades de tratamiento (en paralelo)	-	12
Largo de cada unidad (superficie)	m	35,40
Ancho de cada unidad (superficie)	m	37,40
Concentración final de DBO ₅ (esperada)	mg/l	30

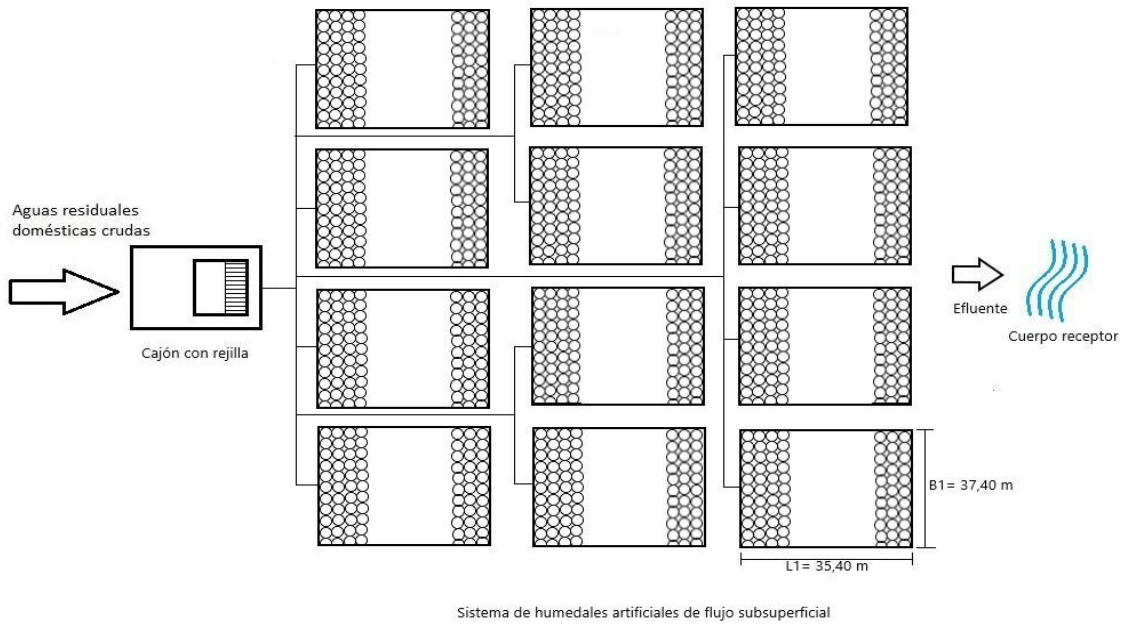


Figura 3.6: Vista en planta del humedal artificial de flujo subsuperficial.

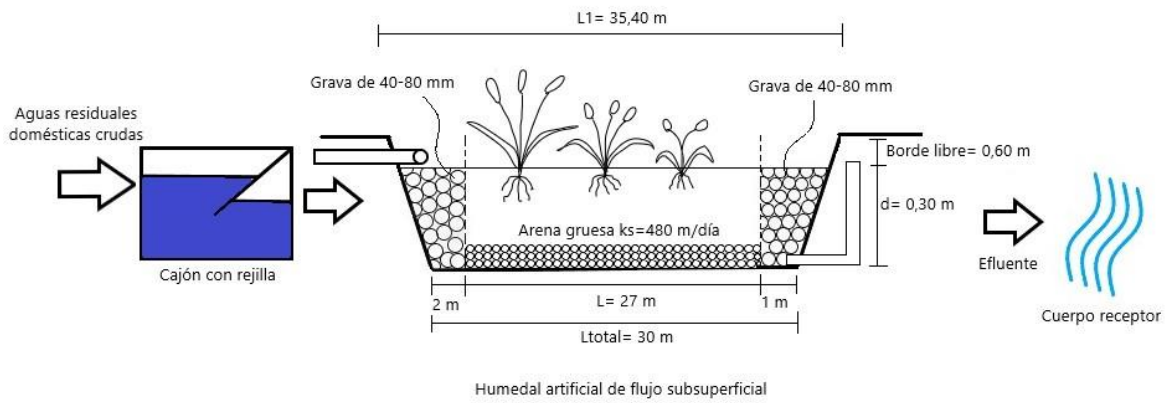


Figura 3.7: Vista longitudinal del humedal artificial de flujo subsuperficial.

PREDISEÑO DEL SISTEMA LAGUNA ANAEROBIA+FACULTATIVA

Prediseño de la laguna anaerobia.

En la tabla 3.8 se describen los parámetros de diseño utilizados para el prediseño de la laguna anaerobia.

Tabla 3.8: Parámetros de diseño para la laguna anaerobia.

Parámetros	Unidades	Rango	Valor utilizado	Referencia
Caudal de diseño	m ³ /d	-	530	-
Concentración de DBO ₅ (entrada)	mg/l	-	190	Metcalf y Eddy, 2003
Promedio de las temperaturas medias mínimas mensuales del aire	°C	-	13	
Profundidad	m	2,5-5	4	INEN, 1992
Pendientes laterales	-	2-3	2	INEN, 1992
Aporte de lodos	l/hab.año	-	40	INEN, 1992
Factor de seguridad (eficiencia)	-	1,4-1,5	1,50	

1. Selección de la carga orgánica volumétrica en base a la temperatura.

Las lagunas anaerobias se diseñan en base a la carga orgánica volumétrica que se puede aplicar a la laguna:

- Para temperaturas $> 20^{\circ}\text{C}$, se recomiendan cargas orgánicas volumétricas (COV) de 300 g DBO₅/m³.d (INEN, 1992).
- Para temperaturas $\leq 20^{\circ}\text{C}$, se recomiendan cargas orgánicas volumétricas (COV) de 100 g DBO₅/m³.d.

Debido a que se seleccionó una temperatura promedio del agua residual de 15°C se utilizará una carga volumétrica de 100 g DBO₅/m³.d.

2. Cálculo de la carga orgánica.

$$Carga\ DBO_5 = Q_{DISEÑO} \times DBO_5 \quad (3. 24)$$

Donde:

Carga DBO_5 = Carga de DBO_5 aplicada, (kg DBO_5/d).

$Q_{DISEÑO}$ = Caudal de diseño de las aguas residuales, (m^3/d).

DBO_5 = Concentración de DBO_5 del afluente, (mg/l).

Datos:

$$Q_{DISEÑO} = 530\ m^3/d$$

$$DBO_5 = 190\ mg/l$$

$$Carga\ DBO_5 = 530\ \frac{m^3}{d} \times 190\ \frac{mg}{l} \times \frac{1\ kg}{10^6\ mg} \times \frac{1000\ l}{1\ m^3} = 100,70\ \frac{kg\ DBO_5}{d}$$

3. Cálculo del volumen líquido de la laguna anaerobia.

$$Volumen\ líquido = \frac{Carga\ DBO_5}{COV} \quad (3. 25)$$

Donde:

Volumen líquido = Volumen líquido de la laguna anaerobia, (m^3).

Carga DBO_5 = Carga de DBO_5 aplicada, (kg DBO_5/d).

COV = Carga orgánica volumétrica aplicada, (kg $DBO_5/m^3.d$).

Datos

$$Carga\ DBO_5 = 100,70\ kg\ DBO_5/d$$

$$\text{COV} = 0,1 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{d}$$

$$\text{Volumen líquido} = \frac{100,70 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{d}}}{0,1 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3.\text{d}}} = 1007 \text{ m}^3$$

4. Cálculo de volumen de lodos de la laguna anaerobia.

$$\text{Volumen de lodos} = \text{N}^\circ \text{ de habitantes} \times \text{Aporte de lodos} \times \text{N}^\circ \text{ de años} \quad (3. 26)$$

Donde:

Volumen de lodos = Volumen de lodos de la laguna anaerobia, (m^3)

Nº de habitantes = Número de habitantes servidos por el sistema de depuración, (habitantes)

Aporte de lodos = Tasa de acumulación de lodos, (l/hab.año)

Nº de años = Número de años entre limpiezas, (años)

Datos:

Nº de habitantes = 2500 habitantes

Aporte de lodos = 40 l/hab.año

Nº de años = 5 años

$$\text{Volumen lodos} = 2500 \text{ hab} \times 40 \frac{\text{l}}{\text{hab. año}} \times 5 \text{ años} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} = 500 \text{ m}^3$$

5. Cálculo del volumen total.

$$\text{Volumen total} = \text{Vol. líquido} + \text{vol. de lodos} \quad (3. 27)$$

$$\text{Volumen total} = 1007 \text{ m}^3 + 500 \text{ m}^3 = 1507 \text{ m}^3$$

6. Cálculo del tiempo de retención hidráulico.

$$T_R = \frac{\text{Volumen líquido}}{Q_{\text{DISEÑO}}} \quad (3.28)$$

Datos:

$$\text{Volumen líquido} = 1007 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{DISEÑO}} = 530 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$T_R = \frac{1007 \text{ m}^3}{530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 1,90 \text{ d} \approx 2 \text{ d}$$

7. Cálculo del área a profundidad media.

$$\text{Área a profundidad media} = \frac{\text{Volumen total}}{\text{Profundidad}} \quad (3.29)$$

Datos:

$$\text{Volumen total} = 1507 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Área a profundidad media} = \frac{1507 \text{ m}^3}{4 \text{ m}} = 376,75 \text{ m}^2$$

8. Dimensiones de la laguna anaerobia a profundidad media.

Se recomiendan formas cuadradas o ligeramente rectangulares para las lagunas anaerobias.

Para este diseño se utilizará una forma cuadrada.

$$\text{Área a profundidad media} = L \times L$$

$$L = \sqrt{\text{Área a profundidad media (m}^2\text{)}}$$

$$L = \sqrt{376,75 \text{ m}^2} = 19,41 \text{ m}$$

Se asume un valor de $L=19,5 \text{ m}$, por lo tanto, el área recalculada de la laguna anaerobia quedaría en $380,25 \text{ m}^2$.

9. Dimensiones de la laguna en la base y en el espejo de agua.

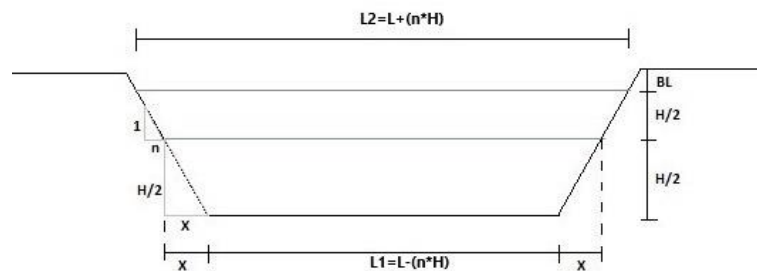


Figura 3.8: Esquema longitudinal de la laguna anaerobia.

De la figura 3.8 y de la relación entre triángulos semejantes, se obtiene.

$$\frac{1}{n} = \frac{\left(\frac{H}{2}\right)}{X} \qquad X = \frac{n \times H}{2}$$

Con el valor de X , se obtienen las dimensiones de la laguna anaerobia en la base ($L1$) y en el espejo de agua ($L2$).

$$L1 = L - (2 \times X) = L - \left[2 \times \left(\frac{n \times H}{2}\right)\right] = L - (n \times H)$$

$$L2 = L + (2 \times X) = L + \left[2 \times \left(\frac{n \times H}{2}\right)\right] = L + (n \times H)$$

Datos:

$$L = 19,5 \text{ m}$$

$$H = 4 \text{ m}$$

$$n = 2$$

$$L1 = L - (n \times H) = 19,5 \text{ m} - (2 \times 4 \text{ m}) = 11,5 \text{ m}$$

$$L2 = L + (n \times H) = 19,5 \text{ m} + (2 \times 4 \text{ m}) = 27,5 \text{ m}$$

Las áreas en la base y en el espejo de agua de la laguna anaerobia serán iguales a 132,25 m² y 756,25 m², respectivamente.

10. Predicción de la calidad del efluente considerando reactor completamente mezclado (INEN, 1992).

$$C_F = \frac{C_O}{1 + (k \times T_R)} \quad (3.30)$$

Datos:

$$C_O = 190 \text{ mg/l}$$

$$k = 0,6 \text{ d}^{-1} \text{ (INEN, 1992)}$$

$$T_R = 2 \text{ d}$$

$$C_F = \frac{190 \frac{\text{mg}}{\text{l}}}{1 + (0,6 \text{ d}^{-1} \times 2 \text{ d})} = 86,36 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

11. Eficiencia de la laguna anaerobia.

$$E = \frac{C_O - C_F}{C_O} \times 100 \quad (3.31)$$

Datos:

$$C_O = 190 \text{ mg/l}$$

$$C_F = 86,36 \text{ mg/l}$$

$$E = \frac{190 \frac{\text{mg}}{\text{l}} - 86,36 \frac{\text{mg}}{\text{l}}}{190 \frac{\text{mg}}{\text{l}}} \times 100 = 54,55\%$$

A este valor de eficiencia obtenido, se le divide para un factor de seguridad de 1,50 y se recalcula la eficiencia, obteniéndose un valor de $E_{FINAL} = 36,37\%$.

12. Concentración de DBO₅ del efluente recalculada.

$$C_F = C_O \times \left(1 - \frac{E_{FINAL}}{100}\right)$$

Datos:

$$C_O = 190 \text{ mg/l}$$

$$E_{FINAL} = 36,37\%$$

$$C_F = 190 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \left(1 - \frac{36,37}{100}\right) = 120,9 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Prediseño de laguna facultativa.

En la tabla 3.9 se presentan los datos utilizados para el prediseño de la laguna facultativa.

Tabla 3.9: Parámetros de diseño utilizados para la laguna facultativa.

Parámetros	Unidades	Rango	Valor utilizado	Referencia
Caudal de diseño	m ³ /d	-	530	-
Concentración de DBO ₅ (efluente de la laguna anaerobia)	mg/l	-	120,9	-
Promedio de las temperaturas medias mínimas mensuales del aire	°C	-	13	-
Profundidad	m	1,5-2,5	1,80	INEN, 1992
Relación L:B	-	3-10	3:1	INEN, 1992
Pendientes laterales	-	2-3	2	INEN, 1992
Aporte de lodos	l/hab.año	-	40	INEN, 1992
Factor de seguridad (carga superficial máxima)	-	0,75-0,80	0,80	

1. Cálculo de la carga superficial máxima (C_{SM}) (INEN, 1992).

$$C_{SM} = 400,6 \times (1,0993)^{T_{aire}-20^{\circ}C} \quad (3.32)$$

Datos:

Temperatura del aire= 13°C

$$C_{SM} = 400,6 \times (1,0993)^{13^{\circ}C-20^{\circ}C} = 206,49 \frac{kg\ DBO_5}{ha.\ d}$$

Al valor obtenido de C_{SM} se le debe aplicar un factor de seguridad entre 0,75 a 0,80, para obtener la carga superficial de diseño (C_{SD}); para este prediseño se utilizó un valor de 0,80, obteniéndose la siguiente carga superficial de diseño.

$$C_{SD} = \text{Factor de seguridad} \times C_{SM} = 0,80 \times 206,49 \frac{kg\ DBO_5}{ha.\ d} = 165,19 \frac{kg\ DBO_5}{ha.\ d}$$

2. Cálculo de la carga orgánica.

$$\text{Carga } DBO_5 = Q_{DISEÑO} \times DBO_5 \quad (3.33)$$

Donde:

Carga DBO_5 = Carga de DBO_5 aplicada, (kg DBO_5 /d)

$Q_{DISEÑO}$ = Caudal de diseño de las aguas residuales, (m^3 /d)

DBO_5 = Concentración de DBO_5 de entrada, (mg/l)

Datos:

$Q_{DISEÑO} = 530\ m^3/d$

$DBO_5 = 120,9\ mg/l$

$$Carga\ DBO_5 = 530 \frac{m^3}{d} \times 120,9 \frac{mg}{l} \times \frac{1\ kg}{10^6\ mg} \times \frac{1000\ l}{1\ m^3} = 64,08 \frac{kg\ DBO_5}{d}$$

3. Cálculo del área a profundidad media.

$$\text{Área a profundidad media} = \frac{Carga\ DBO_5}{C_{SD}} \quad (3.34)$$

Donde:

Área a profundidad media = Área de la laguna facultativa a profundidad media, (m²).

Carga DBO₅ = Carga de DBO₅ aplicada, (kg DBO₅/d).

C_{SD} = Carga superficial de diseño calculada, (kg DBO₅/ha.d).

Datos:

Carga DBO₅ = 64,08 kg DBO₅/d

C_{SD} = 165,19 kg DBO₅/ha.d

$$\text{Área a profundidad media} = \frac{64,08 \frac{kg\ DBO_5}{d}}{165,19 \frac{kg\ DBO_5}{ha.d}} = 0,39\ ha$$

4. Dimensiones de la laguna a profundidad media.

Para las lagunas facultativas se recomienda que estas tengan una forma rectangular. Para el diseño de esta laguna se utilizará una relación largo (L): ancho (B) de 3:1.

$$\text{Área} = L \times B \quad L = 3B \quad B = B$$

$$\text{Área} = 3B \times B = 3 \times B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{\text{Área}}{3}} = \sqrt{\frac{3900\ m^2}{3}} = 36,06\ m$$

$$L = 3 \times 36,06 \text{ m} = 108,18 \text{ m}$$

Se asumen las siguiente dimensiones $L= 108,75 \text{ m}$ y $B= 36,25 \text{ m}$, y con estos datos se recalcula el área necesaria para la laguna facultativa.

$$\text{Área recalculada} = 108,75 \text{ m} \times 36,25 \text{ m} = 3942,19 \text{ m}^2$$

5. Dimensiones de la laguna facultativa en la base y en el espejo de agua.

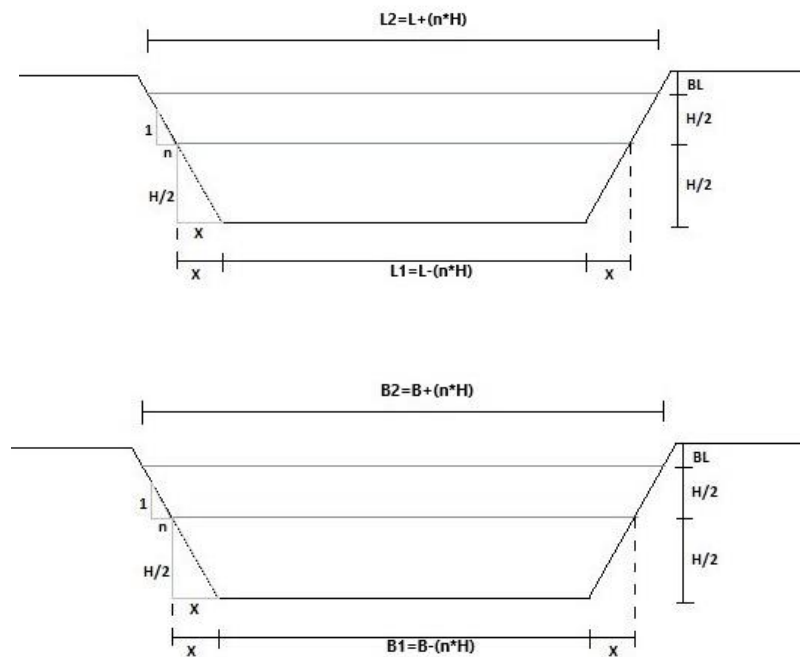


Figura 3.9: Secciones transversales de la laguna facultativa.

A partir de la figura 3.9, y de la relación entre triángulos semejantes, se obtienen las siguientes formulas.

En la base:

$$L1 = L - (n \times H) \quad B1 = B - (n \times H)$$

En el espejo de agua:

$$L2 = L + (n \times H) \quad B2 = B + (n \times H)$$

Datos:

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

$$L = 108,75 \text{ m}$$

$$B = 36,25 \text{ m}$$

$$n = 2$$

$$L1 = 108,75 \text{ m} - (2 \times 1,80 \text{ m}) = 105,15 \text{ m} \quad B1 = 36,25 \text{ m} - (2 \times 1,80 \text{ m}) = 32,65 \text{ m}$$

$$L2 = 108,75 \text{ m} + (2 \times 1,80 \text{ m}) = 112,35 \text{ m} \quad B2 = 36,25 \text{ m} + (2 \times 1,80 \text{ m}) = 39,85 \text{ m}$$

$$\text{Área}_{BASE} = 105,15 \text{ m} \times 36,25 \text{ m} = 3811,69 \text{ m}^2$$

$$\text{Área}_{ESPEJO DE AGUA} = 112,35 \text{ m} \times 39,85 \text{ m} = 4477,15 \text{ m}^2$$

6. Cálculo del volumen de pérdidas.

$$Q_{PERDIDAS} = e \times \text{Área}_{ESPEJO DE AGUA} \quad (3.35)$$

Datos:

$$e = 0,002 \text{ m/d (valor asumido)}$$

$$\text{Área}_{ESPEJO DE AGUA} = 4477,15 \text{ m}^2$$

$$Q_{PERDIDAS} = e \times \text{Área}_{ESPEJO DE AGUA} = 0,002 \frac{\text{m}}{\text{d}} \times 4477,15 \text{ m}^2 = 8,95 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

7. Cálculo del tiempo de retención hidráulico.

Para calcular el tiempo de retención hidráulico de la laguna facultativa, primero se calcula el caudal de salida (Q_S).

$$Q_S = Q_O - Q_{PERDIDAS} = 530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} - 8,95 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 521,05 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Con el caudal de salida (Q_S), se calcula el caudal promedio ($Q_{PROMEDIO}$).

$$Q_{PROMEDIO} = \frac{Q_O + Q_S}{2} = \frac{530 \text{ m}^3/d + 521,05 \text{ m}^3/d}{2} = 525,53 \frac{\text{m}^3}{d}$$

Finalmente, se calcula el tiempo de retención hidráulico.

$$T_R = \frac{\text{Volumen}}{Q_{PROMEDIO}} = \frac{108,75 \text{ m} \times 36,25 \text{ m} \times 1,80 \text{ m}}{525,53 \frac{\text{m}^3}{d}} = 13,50 \text{ d}$$

8. Predicción de la calidad del efluente considerando reactor tipo pistón (Crites et al. 2014).

$$k_T = k_{20^\circ\text{C}} \times (1,09)^{T-20^\circ\text{C}} \quad (3.36)$$

Datos:

$$k_{20^\circ\text{C}} = 0,10 \text{ d}^{-1} \text{ (Mara, 2003)}$$

$$T = 15^\circ\text{C}$$

$$k_{15^\circ\text{C}} = 0,10 \text{ d}^{-1} \times (1,09)^{15^\circ\text{C}-20^\circ\text{C}} = 0,0649 \text{ d}^{-1}$$

9. Concentración de DBO_5 en el efluente (Crites et al., 2014).

$$C_F = C_O \times e^{-k_T \times T_R} \quad (3.37)$$

Datos:

$$C_O = 120,9 \text{ mg/l}$$

$$K_{15^\circ\text{C}} = 0,0649 \text{ d}^{-1}$$

$$T_R = 13,5 \text{ d}$$

$$C_F = 190 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times e^{-(0,0649 \text{ d}^{-1} \times 13,5 \text{ d})} = 79,1 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Tabla 3.10: Resumen de los resultados obtenidos para el sistema de lagunas anaerobia y facultativa.

Parámetro	Unidad	Valor
Laguna anaerobia		
Área total necesaria	m ²	756,25
Largo (espejo de agua)	m	27,5
Ancho (espejo de agua)	m	27,5
Concentración de DBO ₅ del efluente	mg/l	120,9
Laguna facultativa		
Área total necesaria	m ²	4477,15
Largo (espejo de agua)	m	112,35
Ancho (espejo de agua)	m	39,85
Concentración de DBO ₅ del efluente	mg/l	79,1
Sistema laguna anaerobia+facultativa		
Área total necesaria para el sistema	m	5233,40

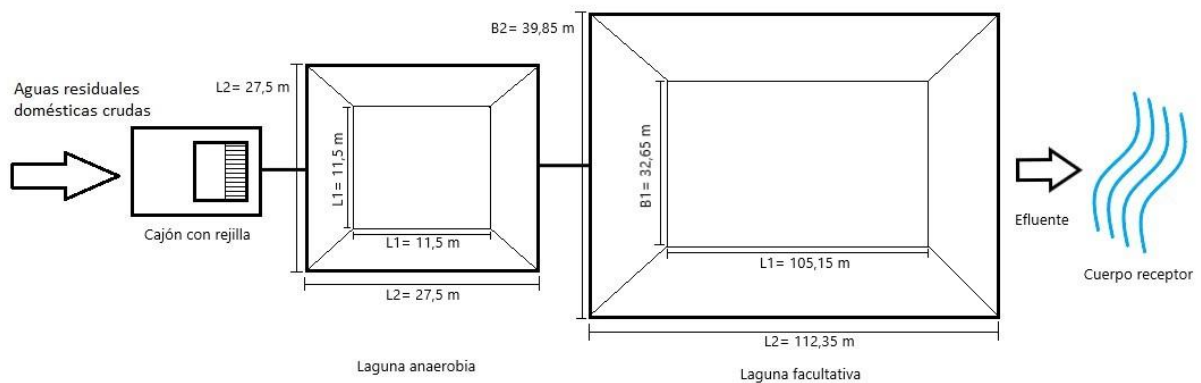


Figura 3.10: Vista en planta del sistema de lagunas anaerobia y facultativa.

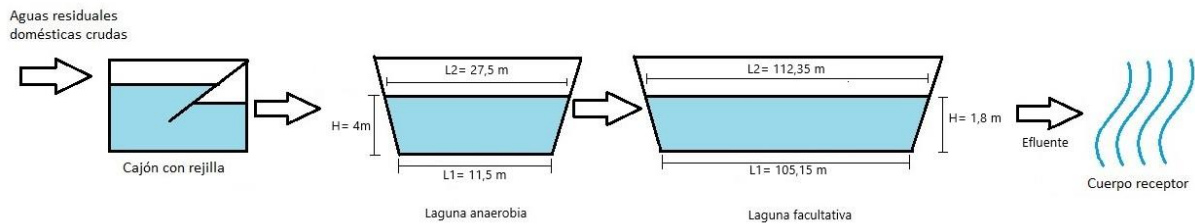


Figura 3.11: Esquema de sección longitudinal del sistema de lagunas anaerobia y facultativa.

PREDISEÑO DEL SISTEMA TANQUE SÉPTICO+FILTRO ANAEROBIO.

Según EPA (1980), para grupos de viviendas con caudales comprendidos entre $5,68 \text{ m}^3/\text{día}$ y $56,8 \text{ m}^3/\text{día}$, el volumen líquido mínimo del tanque séptico puede calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$V_{LQ} = 4,26 + 0,75 \times Q$$

El caudal de diseño de $530 \text{ m}^3/\text{d}$, se dividió para el valor máximo de $56,8 \text{ m}^3/\text{d}$, para obtener el número de tanques sépticos en paralelo que se necesitarían.

$$N^{\circ} \text{ de tanques sépticos} = \frac{530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{56,8 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 9,33 \text{ tanques sépticos} \approx 9 \text{ tanques sépticos}$$

El caudal de diseño total de $530 \text{ m}^3/\text{d}$ se dividió para un total de 9 tanques sépticos, obteniéndose el caudal de diseño para cada unidad de tratamiento.

$$Q_{c/u} = \frac{530 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{9} = 58,88 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Debido a que el caudal de diseño para cada unidad de tratamiento es de 58,88 m³/d, valor que supera al valor máximo de 56,8 m³/d establecido por EPA (1980), se utilizará un total de 10 tanques séptico, con este dato se recalculó el caudal de diseño de cada unidad de tratamiento.

$$Q_{C/U} = \frac{530 \frac{m^3}{d}}{10} = 53 \frac{m^3}{d}$$

El caudal de diseño para cada unidad de tratamiento es de 53 m³/d, valor que está dentro del rango de 5,68 y 56,8 m³/d, se diseñaron 10 tanques sépticos para satisfacer el caudal de diseño total de 530 m³/d.

Prediseño del tanque séptico.

En la tabla 3.11 se presentan los parámetros de diseño utilizados para el prediseño del tanque séptico.

Tabla 3.11: Parámetros de diseño utilizados para el tanque séptico.

Parámetros	Unidades	Valor utilizado	Referencia
Caudal de diseño	m ³ /d	53	-
Concentración de DBO ₅ (efluente de la laguna anaerobia)	mg/l	190	-
Relación largo (L): ancho (B)		2:1	-
Tasa de acumulación de natas	l/hab.año	3,5	-
Tasa de acumulación de lodos	l/hab.año	45	EPA, 1980
Eficiencia de remoción de la DBO ₅	-	30%	Von Sperling y Chernicharo, 2005

1. Cálculo del volumen líquido (EPA, 1980).

$$V_{LQ} = 4,26 + 0,75 \times Q \tag{3.38}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño

Datos:

$$Q = 53 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$V_{LQ} = 4,26 + \left(0,75 \times 53 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right) = 44,01 \text{ m}^3$$

2. Cálculo del tiempo de retención hidráulica.

$$T_R = \frac{V_{LQ}}{Q} \tag{3. 39}$$

Datos:

$$V_{LQ} = 44,01 \text{ m}^3$$

$$Q = 53 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$T_R = \frac{44,01 \text{ m}^3}{53 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 0,83 \text{ d}$$

EPA (1980) establece que el volumen líquido debe ser suficiente para permitir un tiempo de retención hidráulico de un día. El tiempo de retención hidráulico obtenido es menor a un día, por lo cual será necesario utilizar un valor de volumen líquido mayor. Se establece un volumen líquido del tanque séptico igual a 54 m³.

3. Recálculo del tiempo de retención hidráulico.

$$T_R = \frac{V_{LQ}}{Q}$$

Datos:

$$V_{LQ} = 54 \text{ m}^3$$

$$Q = 53 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$T_R = \frac{54 \text{ m}^3}{53 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 1,02 \text{ d} \approx 1 \text{ d}$$

4. Área del tanque séptico.

Salvato (1972) recomienda una altura de líquido (H_{LQ}) igual a 1,20 m.

$$\text{Área} = \frac{\text{Volumen líquido}}{\text{Altura de líquido}} \quad (3.40)$$

Datos:

$$V_{LQ} = 54 \text{ m}^3$$

$$H_{LQ} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Área} = \frac{54 \text{ m}^3}{1,20 \text{ m}} = 45 \text{ m}^2$$

5. Dimensiones del tanque séptico.

Se sugiere utilizar una relación largo (L): ancho (B) igual a 2:1.

$$L : B = 2 : 1 \quad L = 2B \quad A = 2 \times B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{45 \text{ m}^2}{2}} = 4,74 \text{ m}$$

$$L = 2 \times 4,74 \text{ m} = 9,48 \text{ m}$$

Se asumen las siguientes dimensiones $L = 9,5 \text{ m}$ y $B = 4,75 \text{ m}$; seguido a esto se recalcula el área y el volumen líquido con estos datos, obteniéndose un área de $45,13 \text{ m}^2$ y un volumen líquido de $54,16 \text{ m}^3$.

6. Cálculo del volumen y de la altura de natas.

$$V_N = \frac{TN \times P \times N}{1000} \quad (3.41)$$

Donde:

V_N = Volumen de natas, (m^3)

TN= Tasa de acumulación de natas, (l/hab.año)

P= Población aportante, (habitantes)

N= Número de años entre limpiezas, (años)

Datos:

TN= 3,5 l/hab.año

P= 2500 habitantes/10 = 250 hab

N= 3 años

$$V_N = \frac{3,5 \frac{l}{hab. año} \times 250 hab \times 3 años}{1000 \frac{l}{m^3}} = 2,625 m^3$$

$$H_N = \frac{\text{Volumen de natas}}{\text{Área del tanque}} \quad (3.42)$$

Datos:

$V_N = 2,625 m^3$

Área= 45,13 m^2

$$H_N = \frac{2,625 m^3}{45,13 m^2} = 0,058 m \approx 0,06 m$$

7. Cálculo del volumen y altura de lodos.

$$V_d = \frac{TL \times P \times N}{1000} \quad (3.43)$$

Donde:

V_d= Volumen de lodos, (m³)

TL= Tasa de acumulación de lodos, (l/hab.año)

P= Población aportante, (habitantes)

N= Número de años entre limpiezas, (años)

Datos:

TL= 45 l/hab.año

P= 250 habitantes

N= 3 años

$$V_d = \frac{45 \frac{l}{hab.año} \times 250 \times 3 años}{1000 \frac{l}{m^3}} = 33,75 m^3$$

$$H_d = \frac{\text{Volumen de lodos}}{\text{Área del tanque}} \quad (3.44)$$

Datos:

V_d= 33,75 m³

Área= 45,13 m²

$$H_d = \frac{33,75 m^3}{45,13 m^2} = 0,75 m$$

8. Cálculo del volumen de ventilación y de la altura de espacio libre.

$$H_{VV} = 20\% H_{LQ} \quad (3.45)$$

Donde:

H_{VV} = Altura de espacio libre, (m)

H_{LQ} = Altura del líquido, (m)

Datos:

$H_{LQ} = 1,20 \text{ m}$

$$H_{VV} = 20\% \times 1,20 \text{ m} = 0,24 \text{ m}$$

La altura de espacio libre se recomienda que no sea menor a 0,30 m; el valor obtenido de H_{VV} es menor a 0,30 m, por lo cual se adopta un valor de H_{VV} igual a 0,30 m.

$$V_{VV} = H_{VV} \times \text{Área} = 0,30 \text{ m} \times 45,13 \text{ m}^2 = 13,54 \text{ m}^3$$

9. Cálculo del volumen útil y altura total del tanque séptico.

$$V_U = V_{LQ} + V_N + V_d + V_{VV} \quad (3.46)$$

$$V_U = 54,16 \text{ m}^3 + 2,625 \text{ m}^3 + 33,75 \text{ m}^3 + 13,54 \text{ m}^3 = 104,075 \text{ m}^3$$

$$H_{TOTAL} = H_{LQ} + H_N + H_d + H_{VV} \quad (3.47)$$

$$H_{TOTAL} = 1,20 \text{ m} + 0,06 \text{ m} + 0,75 \text{ m} + 0,30 \text{ m} = 2,31 \text{ m}$$

10. Número de compartimientos del tanque séptico.

Salvato (1972) sugiere utilizar dos compartimientos para tanques sépticos grandes, además, aconseja que el primer compartimiento tenga una longitud L1 de 2/3 a 3/4 de la longitud total (L) del tanque y para el segundo compartimiento recomienda una longitud L2 de 1/3 a 1/4 de la longitud total (L) del tanque séptico.

Datos:

$$L = 9,5 \text{ m}$$

$$L1 = \frac{3}{4} \times L = \frac{3}{4} \times 9,5 \text{ m} = 7,125 \text{ m}$$

$$L2 = \frac{1}{4} \times L = \frac{1}{4} \times 9,5 \text{ m} = 2,375 \text{ m}$$

11. Concentración de DBO₅ del efluente.

$$C_F = C_O \times \left(1 - \frac{E}{100}\right)$$

Donde:

C_F = Concentración de DBO₅ del efluente, (mg/l).

C_O = Concentración de DBO₅ del afluyente, (mg/l).

E = Eficiencia de remoción de la DBO₅ del sistema de depuración.

Datos:

$$C_O = 190 \text{ mg/l}$$

Eficiencia = 30% (Von Sperling, 2007)

$$C_F = 190 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \left(1 - \frac{30}{100}\right) = 133 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Prediseño del filtro anaerobio.

En la tabla 3.12 se muestran los parámetros de diseño utilizados para el prediseño del filtro anaerobio.

Tabla 3.12: Parámetros de diseño para el filtro anaerobio.

Parámetros	Unidades	Rango	Valor utilizado	Referencia
Caudal de diseño	m ³ /día	-	53	-
Concentración de DBO ₅ (efluente del tanque séptico)	mg/l	-	133	-
Tiempo de retención hidráulico	horas	4-10	8	Chernicharo, 2007
Altura del filtro anaerobio (h1)	m	0,8-3,0	1,50	Chernicharo, 2007
Altura de compartimiento inferior (h2)	m	-	0,60	Chernicharo, 2007
Altura libre hasta el canal de recogida del efluente (h3)	m	-	0,30	Chernicharo, 2007

1. Cálculo del volumen bruto del filtro anaerobio.

Chernicharo (2007) menciona que los filtros anaerobios con un lecho filtrante de piedras pueden utilizarse para el tratamiento de efluentes de tanque séptico, y, que además pueden lograr efluentes con concentraciones de DBO₅ ≤ 60 mg/l y de sólidos suspendidos totales ≤ 40 mg/l, siempre que se utilicen tiempos de retención hidráulico (T_R) desde 4 a 10 horas.

$$Volumen\ bruto = Q_{DISEÑO} \times T_R \quad (3.48)$$

Datos:

$$Q_{DISEÑO} = 53 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$T_R = 8 \text{ horas}$$

$$\text{Volumen bruto} = 53 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 8 \text{ horas} \times \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ horas}} = 17,67 \text{ m}^3$$

2. Altura del lecho compacto y del filtro.

$$H = h_1 + h_2 + h_3$$

Donde:

H= Altura total del filtro anaerobio, (m)

h1= Altura del lecho filtrante, (m)

h2= Altura del compartimiento inferior, (m)

h3= Altura libre hasta el canal de recogida del efluente, (m)

Datos:

h1= 1,5 m

h2= 0,6 m

h3= 0,3 m

$$H = 1,5 \text{ m} + 0,6 \text{ m} + 0,3 \text{ m} = 2,40 \text{ m}$$

3. Cálculo del área del filtro anaerobio.

$$\text{Área} = \frac{\text{Volumen bruto}}{H} \quad (3.49)$$

Datos:

Volumen= 17,67 m³

H= 2,40 m

$$\text{Área} = \frac{17,67 \text{ m}^3}{2,40 \text{ m}} = 7,36 \text{ m}^2$$

4. Volumen del lecho filtrante.

$$V_{LC} = h1 \times \text{Área} \quad (3.50)$$

Datos:

$$h1 = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 7,36 \text{ m}^2$$

$$V_{LF} = 1,5 \text{ m} \times 7,36 \text{ m}^2 = 11,04 \text{ m}^3$$

5. Cálculo de la carga hidráulica (HLR).

$$HLR = \frac{Q_{DISEÑO}}{\text{Área}} \quad (3.51)$$

Datos:

$$Q_{DISEÑO} = 53 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{Área} = 7,36 \text{ m}^2$$

$$HLR = \frac{53 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{7,36 \text{ m}^2} = 7,20 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}}$$

Chernicharo (2007) recomienda valores de carga hidráulica entre 6 a 10 m³/m².d; el valor obtenido se mantiene dentro del rango establecido.

6. Dimensiones del filtro anaerobio.

Se adopta una forma cuadrada para el filtro anaerobio.

$$L = \sqrt{\text{Área}} = \sqrt{7,36 \text{ m}^2} = 2,71 \text{ m}$$

Se asume un valor de L igual a 2,75 m, con este valor se recalcula el área del filtro anaerobio; obteniéndose un área de 7,56 m².

7. Cálculo de la carga orgánica volumétrica aplicada.

$$L_V = \frac{Q_{DISEÑO} \times C_O}{V_{BRUTO}} \quad (3.52)$$

Donde:

L_V= Carga orgánica volumétrica aplicada, (kg DBO₅/m³.d).

Q_{DISEÑO} = Caudal de diseño, (m³/d).

V_{BRUTO} = Volumen total del filtro, (m³).

C_O= Concentración de DBO₅ de entrada (efluente del tanque séptico), (kg DBO₅/m³).

Datos:

$$Q = 53 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$V_{BRUTO} = 17,67 \text{ m}^3$$

$$C_O = 133 \text{ mg/l} = 0,133 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3$$

$$L_V = \frac{53 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 0,133 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3}}{17,67 \text{ m}^3} = 0,3989 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{m}^3 \cdot \text{d}}$$

Chernicharo (2007) recomienda que la tasa de carga orgánica volumétrica aplicada se mantenga dentro de un rango de 0,15 a 0,50 kgDBO₅/m³.d; el valor obtenido de 0,3989 kgDBO₅/m³.d se mantiene dentro del rango recomendado.

8. Concentración de DBO₅ del efluente.

$$C_F = C_O \times \left(1 - \frac{E}{100}\right)$$

Datos:

C_O= 133 mg/l

E= 50% (Chernicharo, 2007)

$$C_F = 133 \frac{mg}{l} \times \left(1 - \frac{50}{100}\right) = 66,5 \frac{mg}{l}$$

Tabla 3.13: Resumen de los resultados obtenidos para el sistema tanque séptico y filtro anaerobio.

Parámetro	Unidad	Valor
Tanque séptico		
Área total necesaria	m ²	45,13
Largo	m	9,5
Ancho	m	4,75
Concentración de DBO ₅ del efluente	mg/l	133
Filtro anaerobio		
Área total necesaria	m ²	7,56
Largo	m	2,75
Ancho	m	2,75
Concentración de DBO ₅ del efluente	mg/l	66,5
Sistema tanque séptico y filtro anaerobio		
Área total necesaria para un solo sistema	m ²	52,69
Área total necesaria para diez sistemas	m ²	526,90

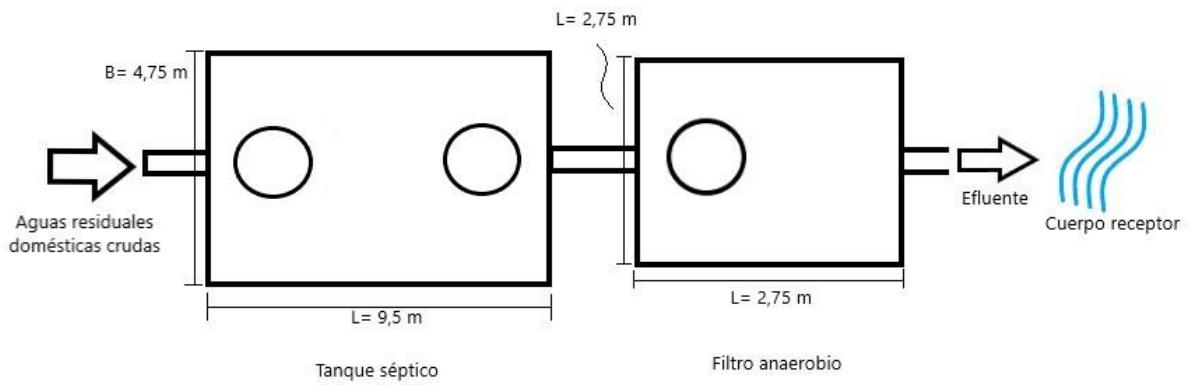


Figura 3.12: Vista en planta del sistema tanque séptico y filtro anaerobio.

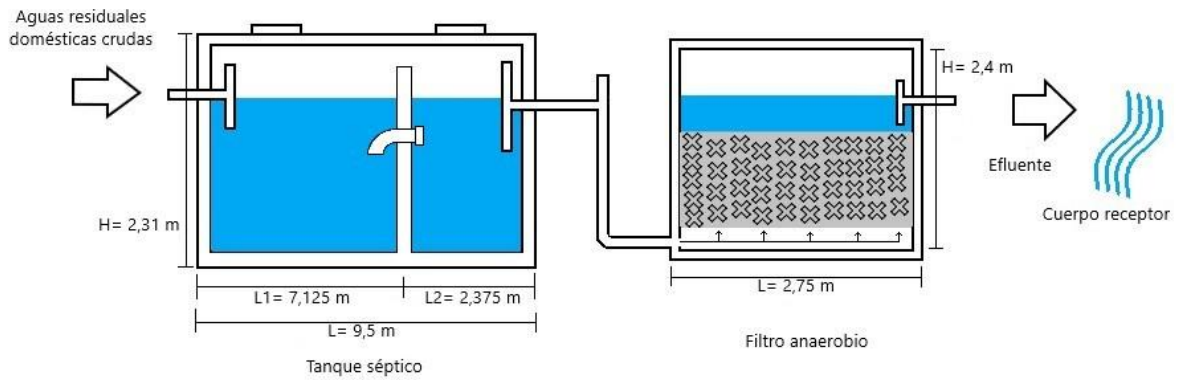


Figura 3.13: Sección longitudinal del sistema de tanque séptico y filtro anaerobio.

ANEXO 4: DISPONIBILIDAD DE ESPACIO EN LOS 27 GAD MUNICIPALES.

Tabla 4.1: Información del espacio disponible en las cabeceras cantonales y/o parroquias de los 27 GAD Municipales.

N°	GADM	Cabecera cantonal/parroquia	Área disponible mínima referencial (ha)	Factibilidad respecto	
				de suministro a gravedad desde cabecera cantonal hacia PTAR	Cercano a algún cuerpo hídrico
1	Atahualpa	Paccha (cabecera cantonal)	5,2	Sí	Sí
		Cerro Azul	2,2	Sí	Sí
2	Chilla	Chilla (cabecera cantonal y única parroquia)	2,0	Sí	Sí
3	Las Lajas	La Victoria (cabecera cantonal)	1,4	Sí	Sí
		La Libertad	2,21	Sí	Sí
4	El Pan	El Pan (cabecera cantonal)	3,00	Sí	Sí
		San Vicente	1,64	Sí	Sí
5	Nabón	Nabón (cabecera cantonal)	2,16	Sí	Sí
		Las Nieves	0,96	Sí	Sí
6	Oña	Oña (cabecera cantonal)	1,87	Sí	Sí
		Susudel	0,89	Sí	Sí
7	Pucará	Pucará (cabecera cantonal)	4,24	Sí	Sí
		San Rafael de Sharug	1,15	Sí	Sí
8	San Fernando	San Fernando (cabecera cantonal)	3,73	Sí	Sí
		Chumblín	1,70	Sí	Sí
9	Sevilla de Oro	Sevilla de Oro (cabecera cantonal)	2,92	Sí	Sí
		Palmas	2,00	Sí	Sí
10	Déleg	Déleg (cabecera cantonal)	1,94	Sí	Sí
		Solano	0,87	Sí	Sí
11	Colta	Villa La Unión (cabecera cantonal)	5,89	Sí	Sí
		Juan de Velasco	0,77	Sí	Sí
12	Pangua	El Corazón (cabecera cantonal)	1,85	Sí	Sí
		Pinllopata	1,31	Sí	Sí
13	Chaguarpamba	Chaguarpamba (cabecera cantonal)	6,17	Sí	Sí
		Buenavista	4,46	Sí	Sí
14	Espíndola	Amaluza (cabecera cantonal)	3,00	Sí	Sí
		Santa Teresita	2,50	Sí	Sí

Nº	GADM	Cabecera cantonal/parroquia	Área disponible mínima referencial (ha)	Factibilidad respecto de suministro a gravedad desde cabecera cantonal	Cercano a algún cuerpo hídrico
15	Gonzanamá	Gonzanamá (cabecera cantonal)	4,91	Sí	Sí
		Sacapalca	2,10	Sí	Sí
16	Olmedo	Olmedo (cabecera cantonal)	0,93	Sí	Sí
		La Tingue	1,91	Sí	Sí
17	Quilanga	Quilanga (cabecera cantonal)	1,10	Sí	Sí
		Fundochamba	1,22	Sí	Sí
18	Sozoranga	Sozoranga (cabecera cantonal)	2,00	Sí	Sí
		Nueva Fátima	1,90	Sí	Sí
19	Mocha	Mocha (cabecera cantonal)	1,95	Sí	Sí
		Pinguili	1,51	Sí	Sí
20	Tisaleo	Tisaleo (cabecera cantonal)	1,59	Sí	Sí
		Quinchicoto	0,62	Sí	Sí
21	Aguarico	Tiputini (cabecera cantonal)	6,89	Sí	Sí
		Capitán Augusto Rivadeneira	1,57	Sí	Sí
22	Huamboya	Huamboya (cabecera cantonal)	2,99	Sí	Sí
		Chiguaza	23,30	Sí	Sí
23	Pablo VI	Pablo VI (cabecera cantonal y única parroquia)	14,90	Sí	Sí
24	Taisha ¹	Macuma	15,80	Sí	Sí
		Tuutinentza	11,00	Sí	Sí
25	Carlos Julio Arosemena Tola	Carlos Julio Arosemena Tola (cabecera cantonal y única parroquia)	2,32	Sí	Sí
26	Mera	Mera (cabecera cantonal)	4,89	Sí	Sí
		Madre Tierra	1,73	Sí	Sí
27	Sucumbíos ¹	El Playón de San Francisco	0,86	Sí	Sí
		Santa Bárbara	2,28	Sí	Sí

¹ Debido a que las cabeceras cantonales de los GAD Municipales de Taisha y Sucumbíos, no se visualizaban de manera clara en Google Earth, se analizó la disponibilidad de espacio en otras de sus parroquias.

Nota: Las áreas disponibles mínimas referenciales de las cabeceras cantonales y/o parroquias de cada GAD Municipal, se determinaron a través de Google Earth, por lo cual, son datos puramente referenciales y muy aproximados.

ANEXO 5: PERMEABILIDAD DEL SUELO.

Figura 5.1: Mapa de infiltración del Ecuador continental (MAGAP, 2023).

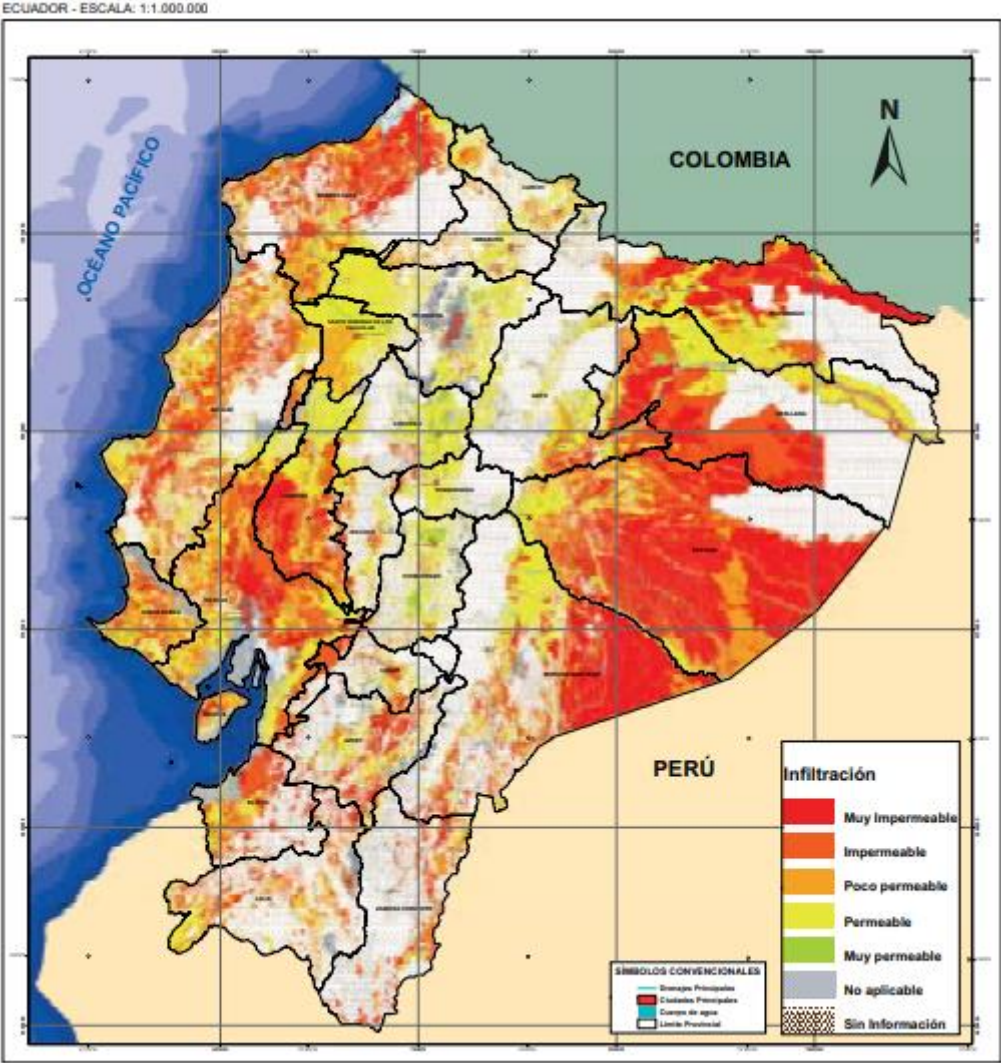


Tabla 5.1: Permeabilidad del suelo de los 27 GAD Municipales (MAGAP, 2023).

Nº	GADM	Permeabilidad del suelo	K (cm/h)
1	Atahualpa	Muy impermeable	< 0,00036
2	Chilla	Muy impermeable	< 0,00036
3	Las Lajas	Impermeable	0,036-0,00036
4	El Pan	Permeable	360-3,60
5	Nabón	Muy impermeable; permeable	< 0,00036; 360-3,60
6	Oña	Muy impermeable; muy permeable	< 0,00036; > 360
7	Pucará	Muy impermeable	< 0,00036
8	San Fernando	Permeable	360-3,60
9	Sevilla de Oro	Muy impermeable	< 0,00036
10	Déleg	Impermeable	0,036-0,00036
11	Colta	Permeable	360-3,60
12	Pangua	Permeable	360-3,60
13	Chaguarpamba	Poco permeable	3,60-0,036
14	Espíndola	Poco permeable	3,60-0,036
15	Gonzanamá	Poco permeable	3,60-0,036
16	Olmedo	Impermeable	0,036-0,00036
17	Quilanga	Poco permeable	3,60-0,036
18	Sozoranga	Permeable	360-3,60
19	Mocha	Permeable	360-3,60
20	Tisaleo	Permeable	360-3,60
21	Aguarico	Muy impermeable; impermeable	< 0,00036; 0,036-0,00036
22	Huamboya	Permeable	360-3,60
23	Pablo VI	Permeable	360-3,60
24	Taisha	Muy impermeable	< 0,00036
25	Carlos Julio Arosemena Tola	Permeable	360-3,60
26	Mera	Permeable	360-3,60
27	Sucumbíos	Muy impermeable	< 0,00036