



**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
INGENIERÍA CIVIL**

**Diseño Tipo de Tratamientos de Aguas Residuales para
Comunidades Pequeñas**

**Trabajo previo a la obtención del grado académico de:
INGENIERO CIVIL**

Nombre de los Autores:

BYRON ORLANDO MENDOZA HERAS

JUAN DIEGO MERCHÁN FERNANDEZ

Nombre del Director:

MARÍA BELÉN ARÉVALO DURAZNO. MSc

CUENCA - ECUADOR

2023

DEDICATORIA

En primera instancia quiero dedicar este trabajo de titulación a Dios por ser su guía, fortaleza y constante apoyo incondicional durante el transcurso de mi carrera.

A sí mismo, quiero dedicar este trabajo de titulación a mis padres, quienes a pesar de la adversidades o malos momentos siempre han permanecido junto a mí, compartiéndome sus sabios consejos y han sido fuente de inspiración para poder culminar con mi profesión.

A mis hermanos, por saber comprenderme y apoyarme en cada una de mis metas, formando parte de todos mis logros.

A toda mi familia en general, por confiar en mí y su apoyo incondicional.

A mis amigos, seres queridos que han formado parte de este proceso.

Byron Orlando Mendoza Heras.

Primero quiero dedicarle este trabajo de titulación a Dios por su eterno aliento en medio de las adversidades, su guía constante y fortaleza.

De igual manera, quiero dedicar este trabajo a mis queridos padres, quienes han sido mi apoyo, mi fortaleza, mi ejemplo y mis mejores amigos. Han sido mi inspiración en cada etapa de mi vida y el pilar fundamental de mi desarrollo profesional.

A mi hermano, por su cariño, protección y apoyo incondicional en el logro de mis metas a lo largo de mi vida.

A mi familia en general, por su creencia inquebrantable en mí y su apoyo incondicional.

A mis seres queridos que ya no están físicamente, pero que desempeñaron un papel crucial en el logro de mis metas.

A mis amigos, por su apoyo y entusiasmo fundamentales durante este proceso.

Juan Diego Merchán Fernández

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, quiero expresar mi profundo agradecimiento a Dios por fortalecerme con su sabiduría, ser mi guía y brindarme un apoyo incondicional a lo largo de mi camino.

En segundo lugar, quiero agradecerme a mí mismo por el esfuerzo, la dedicación y la constancia que he puesto en el cumplimiento de mis metas. También quiero agradecer a mis padres, Elsa Heras y Cristhian Mendoza, por su sacrificio y ser el eje fundamental en la toma de mis decisiones, además de ser mi guía y brindarme un apoyo absoluto en todas las etapas de mi vida.

Quiero expresar mi gratitud a mis hermanos, quienes siempre me han motivado a superarme en mi vida profesional, confiando plenamente en mis capacidades y sirviendo de inspiración para que sea mejor en todo lo que hago.

Agradezco a cada miembro de mi familia en general por su confianza y presencia constante, ya que han sido una fuente de fortaleza y motivación inagotable.

Asimismo, quiero agradecer a mis amigos, en especial a Juan Diego Merchán, Pablo Pérez, Jennifer Cárdenas y Gabriela Mejía, con quienes he compartido momentos de compañerismo inolvidables y hemos forjado una valiosa amistad. Su apoyo y compañía han sido pilares fundamentales para alcanzar esta meta.

Byron Orlando Mendoza Heras.

Primero quiero agradecer a Dios por su constante guía, fortaleza y sabiduría día con día para enfrentar cada una de las dificultades que se han presentado en mi vida.

Asi mismo, quiero agradecer a mis queridos padres, Clemente Merchán y María Fernández. Ellos han sido el pilar fundamental en mi vida, mi apoyo incondicional, mi fortaleza y el ejemplo que sigo cada día. Gracias a su amor y dedicación, han inculcado en mí los valores que me identifican hoy en día.

A mi hermano, Raúl Merchán, quien ha sido mi compañero inseparable y mi mejor amigo a lo largo de toda mi vida. A través de su ejemplo, he aprendido la importancia de luchar incansablemente por las metas que me propongo cada día.

A mi familia en general, por su inquebrantable creencia en mí y su apoyo incondicional. Han sido mi constante fuente de aliento, impulsándome a superarme y nunca rendirme.

A mi amigo Byron Mendoza, con quien compartí y luché para alcanzar este objetivo, ha sido una experiencia valiosa tanto para nuestra amistad como para nuestro crecimiento personal y profesional.

Juan Diego Merchán Fernández



Resumen:

Las áreas rurales del país carecen de una infraestructura adecuada para el manejo de las aguas residuales. Como resultado, la población se ve obligada a descargarlas de manera incorrecta en el medio ambiente, afectando negativamente la calidad de vida y el desarrollo de los habitantes del sector y las comunidades cercanas. Para abordar este problema, en el presente trabajo se han desarrollado diseños tipo de tratamiento de aguas residuales, conformados por una fosa séptica de doble cámara + humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal y fosa séptica de doble cámara + filtro anaerobio. Los diseños tipo se han realizado teniendo en cuenta aspectos técnicos, económicos y ambientales. El objetivo es proporcionar a los Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales las herramientas de gestión necesarias para implementar los proyectos requeridos.

Palabras clave: Aguas residuales, filtro anaerobio, fosa séptica, humedal, infraestructura, tratamientos.

Abstract:

Rural areas of the country lack adequate infrastructure for wastewater management. As a result, the population is forced to improperly discharge them into the environment, negatively affecting the quality of life and the development of the inhabitants in the sector and nearby communities. To address this issue, in this study, standard designs for wastewater treatment have been developed, consisting of a dual-chamber septic tank + horizontal subsurface flow constructed wetland and dual-chamber septic tank + anaerobic filter. The standard designs have been done taking into account technical, economic, and environmental aspects. The objective was to provide Municipal Decentralized Autonomous Governments (GAD as per its Spanish acronym) with the necessary management tools to implement the required projects.

Keywords: Anaerobic filter, infrastructure, septic tank, treatments, wastewater, wetland.



Este certificado se encuentra en el repositorio digital de la Universidad del Azuay, para verificar su autenticidad escanee el código QR

Este certificado consta de: 1 página

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
RESUMEN.....	iv
ABSTRACT	iv
INDICE DE CONTENIDO.....	v
INDICE DE TABLAS	x
INDICE DE FIGURAS.....	xii
INDICE DE ANEXOS.....	xiii
INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES.....	2
JUSTIFICACIÓN	2
OBJETIVOS	3
Objetivo general	3
Objetivos específicos.....	3
CAPÍTULO 1	4
LEVANTAMIENTO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PARA EL DISEÑO	4
1.1 Generalidades.....	4
1.2 Características de las aguas residuales.....	4
1.2.1 Características físicas	4
1.2.2 Características Químicas	5
1.2.3 Características Biológicas	11
1.3 Tipo de tratamientos de aguas residuales propuestos para comunidades rurales. 12	
1.3.1 Tratamiento primario.....	12
1.3.1.1 Fosa Séptica	13

1.3.1.2 Disposición final de los efluentes sólidos de las fosas sépticas.....	15
1.3.2 Tratamiento secundario	15
1.3.2.1 Humedales de tratamiento	16
1.3.2.2 Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA).....	20
CAPÍTULO 2	22
PARÁMETROS PARA EL DISEÑO.....	22
2.1 Periodo de diseño	22
2.2 Análisis poblacional	22
2.2.1 Población actual	22
2.2.2 Población futura	22
2.3 Coeficiente de retorno	23
2.4 Dotación	24
2.5 Factor de mayoración (F).....	25
2.6 Caudal de diseño (Q_s).....	25
2.6.1 Caudal de aguas residuales domésticas (Q_d)	26
2.6.2 Caudal de aguas residuales industriales (Q_i)	26
2.6.3 Caudal de aguas residuales comerciales (Q_c).....	26
2.6.4 Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{inst})	26
2.6.5 Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{md}).....	27
2.6.6 Caudal máximo horario (Q_{MH})	27
2.6.7 Caudal por conexiones ilícitas (Q_{ili}).....	27
2.6.8 Caudal por infiltración (Q_{inf})	27
2.7 Cargas de aporte por persona equivalente.....	28
2.8 Parámetros de diseño para fosa séptica	29
2.8.1 Período de retención hidráulica	29
2.8.2 Volumen de sedimentación	29
2.8.3 Volumen de digestión y almacenamiento de lodos	30

2.8.4 Volumen de natas o espuma	30
2.8.5 Volumen total y útil.....	30
2.8.6 Profundidad útil.....	30
2.8.7 Área superficial requerida	31
2.8.8 Profundidad máxima de espuma sumergida.....	31
2.8.9 Profundidad libre de espuma sumergida	31
2.8.10 Profundidad mínima requerida para la sedimentación	31
2.8.11 Profundidad de almacenamiento de lodos.....	32
2.8.12 Profundidad neta útil	32
2.8.13 Dimensiones y medidas complementarias recomendadas.....	32
2.9 Parámetros de diseño para el lecho de secado	33
2.9.1 Carga de sólidos que ingresan a la fosa.....	33
2.9.2 Masa de sólidos que conforman los lodos.....	33
2.9.3 Volumen diario de lodos digeridos	33
2.9.4 Volumen de lodos a extraerse de la fosa	33
2.9.5 Volumen real a extraerse	34
2.9.6 Área del lecho de secado	34
2.10 Parámetros de diseño de (HFSS).....	34
2.10.1 Proceso de eliminación de contaminantes y patógenos.....	34
2.10.2 Enfoque de diseño P-k-C*	35
2.10.3 Coeficientes de reacción (K_A).....	35
2.10.4 Concentración de fondo (C^*)	36
2.10.5 Meteorización de contaminantes	36
2.10.6 Criterios de diseño para (HFSS _H).....	37
2.10.6.1 Objetivos de calidad de agua en (HFSS)	37
2.10.6.2 Características típicas de (HFSS)	38
2.10.6.3 Límites de descarga a un cuerpo dulce	39

2.10.6.4 Caudal de diseño anual	40
2.10.6.5 Carga másica.....	40
2.10.6.6 Concentración de afluente	40
2.10.6.7 Área Humedal	40
2.10.6.8 Dimensiones de humedal	41
2.10.6.9 Volumen de humedal	41
2.10.6.10 Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)	42
2.10.6.11 Tasa de carga orgánica e hidráulica superficial	42
2.10.6.12 Tasa de carga orgánica de la sección transversal por unidad	42
2.11 Parámetros de diseño de filtro anaerobio flujo ascendente (FAF _A).....	43
2.11.1 Tiempo de retención hidráulica	43
2.11.2 Tasa de carga hidráulica	43
2.11.3 Tasa de carga orgánica	44
2.11.4 Eficiencias de los filtros anaerobios	45
2.11.5 Estimación de la concentración en el efluente final	45
2.11.6 Criterios de diseño (FAF _A)	46
2.11.6.1 Caudales.....	46
2.11.6.2 Carga másica.....	47
2.11.6.3 Área filtro anaerobio.....	47
CAPÍTULO 3	48
DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	48
3.1 Datos de entrada generales para el diseño.....	48
3.2 Cálculo del caudal de diseño.....	49
3.3 Concentración en el agua cruda	51
3.4 Diseño Fosa Séptica	52
3.5 Diseño de lecho de secado	56
3.6 Diseño de humedal de flujo subsuperficial horizontal (HFSS _H).....	58

3.7 Diseño de filtro anaerobio ascendente (FAF _A)	66
CAPÍTULO 4	71
PLANOS Y CANTIDADES DE OBRA REFERENCIALES DEL DISEÑO	71
4.1 Planos Referenciales	71
4.2 Cantidades de obra referenciales.....	71
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	73
CONCLUSIONES.....	73
RECOMENDACIONES	74
BIBLIOGRAFÍA	75
ANEXOS	77

INDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 1

Tabla 1.1 Contribución per cápita de microorganismos indicadores procedentes de seres humanos y algunos animales.....	11
Tabla 1.2 Procesos anaerobios de tratamiento de aguas residuales y biosólidos.....	13
Tabla 1.3 Periodo de retención de aguas residuales, por rango de contribución diaria.	14
Tabla 1.4 Tiempo requerido para la digestión de lodos.	15
Tabla 1.5 Características de las especies vegetales más utilizadas en humedales artificiales.....	19
Tabla 1.6 Requisitos para los medios de relleno de los filtros anaerobios.	21

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1 Tasas de crecimiento poblacional.	22
Tabla 2.2 Asignación de nivel de complejidad.	23
Tabla 2.3 Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas.	23
Tabla 2.4 Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de aguas, disposición de excretas y renitrisiduos líquidos.	24
Tabla 2.5 Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio.	24
Tabla 2.6 Características físico-químicas de las aguas residuales domésticas sin tratar en los países en desarrollo.....	28
Tabla 2.7 Profundidad útil mínima y máxima de acuerdo con el volumen obtenido para una fosa séptica.	30
Tabla 2.8 Dimensiones y medidas complementarias recomendadas en el diseño de una fosa séptica.	32
Tabla 2.9 Los mecanismos más importantes que intervienen en los procesos de depuración en los humedales.	34
Tabla 2.10 Ejemplo de coeficientes de reacción superficial (percentil 50) para humedales HFSSH, HFS.	35
Tabla 2.11 Ejemplo de concentraciones de fondo (C*) en mg/L para los humedales artificiales.....	36
Tabla 2.12 Ejemplo de valores de P para los humedales artificiales.	37

Tabla 2.13 Principales parámetros de diseño de humedales de flujo subsuperficial horizontal para países seleccionados (Estados Unidos).	37
Tabla 2.14 Criterios para humedales de flujo subsuperficial.	38
Tabla 2.15 Características típicas del medio para humedales de flujo subsuperficial.	38
Tabla 2.16 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.	39
Tabla 2.17 Criterios de diseño de filtros anaeróbicos.	46

CAPÍTULO 3

Tabla 3.1 Población y tasa de crecimiento según área.	48
Tabla 3.2 Datos generales que se han adoptado para el diseño.	49
Tabla 3.3 Cargas per cápitas adoptadas para el diseño.	49
Tabla 3.4 Carga per cápita adoptada, carga total y concentración correspondiente para cada parámetro a evaluarse en el diseño.	51
Tabla 3.5 Parámetros necesarios para iniciar el diseño de la fosa séptica.	52
Tabla 3.6 Dimensiones complementarias de diseño para la fosa séptica.	55
Tabla 3.7 Eficiencia de remoción, valor de afluente y efluente de la fosa séptica. ...	55
Tabla 3.8 Diseño y geometría del lecho de secado.	57
Tabla 3.9 Geometría de cada lecho de secado.	57
Tabla 3.10 Resultados y verificación de límites permisibles para criterio de diseño de humedal.	61
Tabla 3.11 Resultados y verificación de límites permisibles para criterio de diseño de humedal.	64
Tabla 3.12 Diseño y geometría del humedal.	65
Tabla 3.13 Ventajas y Desventajas de HFSS.	65
Tabla 3.14 Comprobación tasa de carga hidráulica.	68
Tabla 3.15 Comprobación tasa de carga orgánica para caudal medio.	68
Tabla 3.16 Diseño y geometría de filtro anaerobio.	69
Tabla 3.17 Ventajas y desventajas de FAF _A	70

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Distribución de sólidos en aguas residuales sin tratar. 7
Figura 1.2 Ciclo del Nitrógeno..... 9

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: Rubros y cantidades de obra referenciales para cada sistema en particular.	77
ANEXO 2: Vista en planta y lateral del sistema de tratamiento tipo (Fosa Séptica).	78
ANEXO 3: Vista en planta y lateral del sistema de tratamiento tipo (Lecho de Secado).	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO 4: Vista en planta del sistema de tratamiento tipo (Humedal de Flujo Subsuperficial Horizontal).	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO 5: Vista lateral del sistema de tratamiento tipo (Humedal de Flujo Subsuperficial Horizontal).	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO 6: Vista en planta y lateral del sistema de tratamiento tipo (Filtro Anaerobio Ascendente).	¡Error! Marcador no definido.

Byron Orlando Mendoza Heras

Juan Diego Merchán Fernández

Trabajo de graduación

María Belén Arévalo Durazno. MSc

Junio 2023

DISEÑO TIPO DE TRATAMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES PARA COMUNIDADES PEQUEÑAS

INTRODUCCIÓN

El tratamiento de aguas residuales es una práctica que se la realiza desde la antigüedad, donde el principal objetivo es tratar el agua para luego ser devuelta a su ciclo natural, mediante el desagüe al mar o la reutilización. Hasta la actualidad se sigue manteniendo ese lineamiento, lo cual es fundamental para mantener nuestra calidad de vida.

Aguas residuales son aquellas provenientes del sistema de abastecimiento de agua de una población, después de haber sido usadas en distintas actividades ya sea domésticas, industriales y comunitarias.

Hay varias técnicas para cada tipo de tratamiento de aguas residuales, que consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos, los cuales tienen como finalidad eliminar los contaminantes presentes en el agua. A lo largo de los años estos procesos se han ido perfeccionando tanto en conocimiento como en los diseños de plantas de tratamiento (PTAR) para ciudades o comunidades pequeñas, las mismas que estarán en función del número de habitantes.

ANTECEDENTES

Las aguas residuales contienen contaminantes que son derivados de residuos domésticos o actividades del uso del agua, las cuales por razones de salud pública y el impacto ambiental que generan, no pueden ser desechados sin ningún tipo de tratamiento.

Como se mencionó anteriormente las aguas residuales se clasifican de acuerdo del lugar procedente, sea en aguas residuales domésticas y aguas residuales industriales. Estas aguas pueden contener contaminantes orgánicos e inorgánicos. Los contaminantes orgánicos que pueden tener el agua residual son proteína, carbohidratos, nitrógeno, fósforo, aceites, grasas, etc. Los contaminantes inorgánicos pueden ser arenas, sales, óxidos, ácidos y bases inorgánicas, metales, etc.

Para el medio ambiente, el verter las aguas residuales sin ningún tipo de tratamiento es perjudicial, ya que se estaría contaminando pozos, acuíferos, ríos y lagunas.

JUSTIFICACIÓN

En las zonas rurales de nuestro país existen comunidades que no cuentan con ningún tipo de sistemas de tratamiento para aguas residuales. La falta de atención ha provocado grandes problemas ambientales y sociales. A medida que transcurre el tiempo el nivel de contaminación aumenta, de tal manera que el riesgo para la salud de sus habitantes y comunidades aledañas se ve afectada directamente. La mayoría de estas aguas son descargadas en ríos, quebradas, lagos, suelos a cielo abierto o en el subsuelo.

De acuerdo con los datos proporcionados por el INEC, el 80.4% de los residentes en áreas rurales tienen acceso a servicios sanitarios básicos, como alcantarillado, excusado pozo séptico/pozo ciego o letrina con losa. Sin embargo, estos datos no están desglosados por provincia, cantón, parroquia o zona rural, por lo que no se puede identificar con precisión las áreas con menor acceso a servicios sanitarios adecuados. Además, no se especifica qué tipo de saneamiento básico tienen los hogares, lo que genera la pregunta ¿Existe un mayor acceso al alcantarillado o letrina?, siendo el alcantarillado considerado como una opción superior de saneamiento. Es necesario implementar métodos eficaces para mejorar la gestión de aguas residuales en las zonas

rurales, ante la falta de datos detallados sobre el acceso al saneamiento básico en diferentes regiones.

Es necesario identificar las zonas más vulnerables a contraer enfermedades a causa de aguas servidas y que necesiten implementar este tipo de sistemas de manera inmediata, donde se propondría un tipo de tratamiento que puede ser utilizado para que se satisfagan las necesidades requeridas como costo, vida útil, rendimiento, espacio disponible, etc.

OBJETIVOS

Objetivo general

Diseñar sistemas de tratamiento tipo aplicables en comunidades pequeñas para reducir el impacto ambiental y promover el manejo adecuado de las aguas residuales residenciales.

Objetivos específicos

1. Recopilar información necesaria para el diseño correspondiente en comunidades pequeñas.
2. Revisar la normativa vigente en el país y los parámetros de diseño.
3. Diseñar los sistemas tipo de tratamiento de aguas residuales.
4. Elaborar planos, memoria técnica y presupuesto destinado a los sistemas de tratamiento.

CAPÍTULO 1

LEVANTAMIENTO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PARA EL DISEÑO

1.1 Generalidades

Al diseñar un sistema de tratamiento sanitario para la recolección de aguas servidas, en este caso para comunidades rurales, es necesario contar con un proceso de tratamiento y disposición final de estas aguas antes de ser descargadas en ríos, quebradas, lagos, suelos a cielo abierto o en el subsuelo con el fin de eliminar residuos tóxicos o peligrosos. Las aguas residuales se encuentran contaminadas con sustancias orgánicas, excretas, microorganismos y otras sustancias, siendo producto inevitable de las actividades humanas, las mismas que cambian sus características iniciales dependiendo del uso que hayan tenido, por lo cual, se vuelven perjudiciales para la salud de las personas, la flora y fauna de las comunidades rurales.

Los tipos de tratamiento a realizarse tendrán que ser los más óptimos que se adapten a las necesidades técnicas y que resulten ser de fácil mantenimiento y ejecución.

1.2 Características de las aguas residuales

Las aguas residuales se caracterizan por su composición:

- Física
- Química
- Biológica

1.2.1 Características físicas

Color. - La condición y la edad del agua residual se pueden determinar según su color. Si el agua tiene un tono café claro, significa que ha pasado aproximadamente 6 horas desde su descarga. Si el agua muestra un color gris, indica que ha sido recolectada recientemente. Por otro lado, si el agua tiene un tono gris oscuro o negro, se encuentra en un estado séptico y está experimentando un proceso de descomposición bacteriana (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Olor. – El olor en las aguas residuales es desagradable, pero en ciertos casos es tolerable, esto se debe a la descomposición de la materia orgánica y a los gases producidos por la misma (Romero Rojas, 2010).

Temperatura. - la temperatura del agua residual está por encima que la del agua del ambiente y suministro, debido a la incorporación de agua caliente procedente de los domicilios y los variados usos industriales. La temperatura media anual del agua residual esta entre 10 y 21° C, pudiéndose tomar 15.6 °C como valor representativo (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Turbiedad. – se emplea para indicar sobre la calidad de las aguas vertidas o aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión. Dependiendo de la cantidad de partículas que se encuentren en el agua, esta pierde su transparencia, por lo tanto, a mayor presencia de solidos en el agua, mayor suciedad y mayor turbidez (Tchobanoglous & Burton, 1995).

1.2.2 Características Químicas

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). – El parámetro de contaminación orgánica más empleado y aplicado tanto en aguas superficiales como en aguas residuales, es la DBO a 5 días (DBO₅). Está relacionada con la medición de oxígeno disuelto que los microorganismos consumen en el proceso de oxidación bioquímica de la materia orgánica.

Los ensayos de DBO son utilizados para varios propósitos: (1) estimar la cantidad necesaria de oxígeno para estabilizar la materia orgánica; (2) dimensionar las instalaciones de tratamiento de aguas residuales; (3) evaluar la eficacia de procesos de tratamiento, y (4) controlar el cumplimiento de las limitaciones en los vertidos. Los valores típicos de DBO en aguas residuales domésticas son de 110 mg/L, 220 mg/L y 400 mg/L para una concentración débil, media y fuerte respectivamente (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Demanda Química de Oxígeno (DQO). – Se emplea para medir el contenido de la materia orgánica de las aguas naturales y residuales, el ensayo debe ser realizado en altas temperaturas y en este se emplea un agente químico fuertemente oxidante en medio ácido para la determinación del equivalente de oxígeno de la materia orgánica que puede oxidarse.

Asimismo, se emplea para conocer la cantidad de materia orgánica en aguas residuales que contengan compuestos tóxicos para la vida biológica (microorganismos) ya sean de origen municipal o industrial.

La DQO de un agua residual suele ser mayor que la DBO, debido al mayor número de compuestos que se oxidan químicamente frente a los que se oxidan de forma biológica. En varios tipos de aguas residuales es posible establecer una relación entre los valores de la DBO y la DQO. Siendo de gran utilidad, ya que resulta posible determinar la DQO en 3 horas en comparación con los 5 días que se requieren para determinar la DBO. Una vez establecida la correlación entre ambos parámetros, se puede aplicar las medidas de la DQO para el control y funcionamiento de las plantas de tratamiento. Los valores típicos de DQO en aguas residuales domésticas son de 250 mg/L, 500 mg/L y 1000 mg/L para una concentración débil, media y fuerte respectivamente (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Carbono Orgánico Total (COT). – se emplea para medir materia orgánica en pequeñas concentraciones presente en aguas residuales. El ensayo puede obtenerse en un corto tiempo inyectando una cantidad conocida de la muestra en un horno a altas temperaturas o en un medio químicamente oxidante en presencia de un catalizador.

Sólidos. – Los contaminantes del agua, excepto los gases disueltos, aumentan la carga de sólidos. En el tratamiento de aguas residuales, los sólidos se pueden clasificar de diversas maneras:

- Clasificación por tamaño y estado
 - Sólidos en suspensión (no filtrables)
 - Sólidos disueltos (filtrables)
- Clasificación por características químicas
 - Sólidos volátiles (orgánicos)
 - Sólidos fijos (inorgánicos)
- Clasificación por sedimentabilidad
 - Sólidos en suspensión sedimentables
 - Sólidos en suspensión no sedimentables

a) Clasificación por tamaño

La clasificación de los sólidos por tamaño es práctica. Las partículas más pequeñas que pasan a través de un papel filtro se llaman sólidos disueltos, mientras que las más grandes que quedan atrapadas se llaman sólidos en suspensión (von Sperling, 2007).

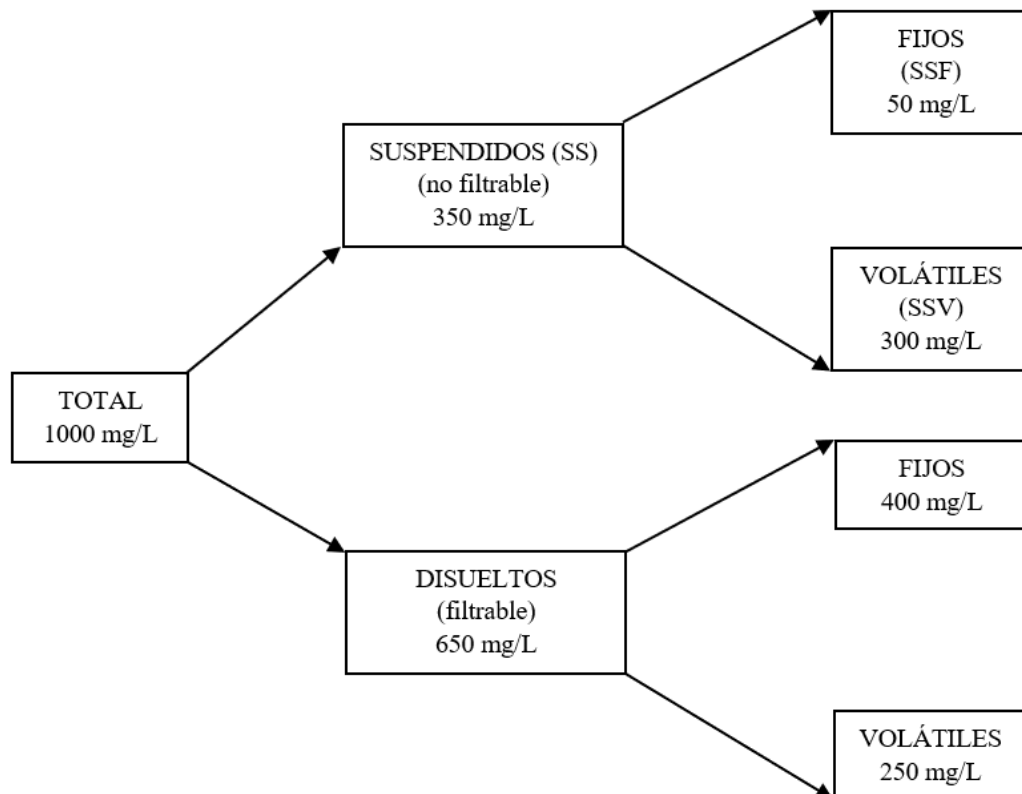
b) Clasificación por características químicas

Al calentar los sólidos a 550°C, la materia orgánica se volatiliza y solo queda la materia inorgánica. Los sólidos volátiles indican la presencia de materia orgánica, mientras que los sólidos fijos representan la materia inorgánica (von Sperling, 2007).

c) Clasificación por sedimentabilidad

Estos sólidos tienen la capacidad de sedimentarse en una hora, los sólidos acumulados en el fondo del Cono Imhoff se miden en ml/L. La parte que no se sedimenta se considera como los sólidos no sedimentables y no se suele incluir en los resultados (von Sperling, 2007). En la Figura 1.2.2.1 se observa de manera más clara la distribución de sólidos en las aguas residuales.

Figura 1.1 Distribución de sólidos en aguas residuales sin tratar.



Fuente: (von Sperling, 2007).

Potencial Hidrogeno (pH). – Es un indicador que se utiliza para establecer el nivel de acidez o alcalinidad en una solución, permitiendo la medición de la cantidad de iones de hidrógeno presentes en ella. La franja de concentraciones adecuado para la adecuada propagación y desarrollo de la vida biológica es muy ajustada y crítico. Las aguas residuales que tienen niveles de pH inadecuados son difíciles de tratar usando procesos biológicos. Además, si el agua residual no se trata antes de ser descargada en la naturaleza, puede alterar el pH natural de las aguas. Para medir el pH de los sistemas acuosos, se puede utilizar un pH-metro, así como soluciones indicadoras y papeles pH que cambian de color en función de los valores de pH y se comparan con una serie normalizada (Tchobanoglous & Burton, 1995).

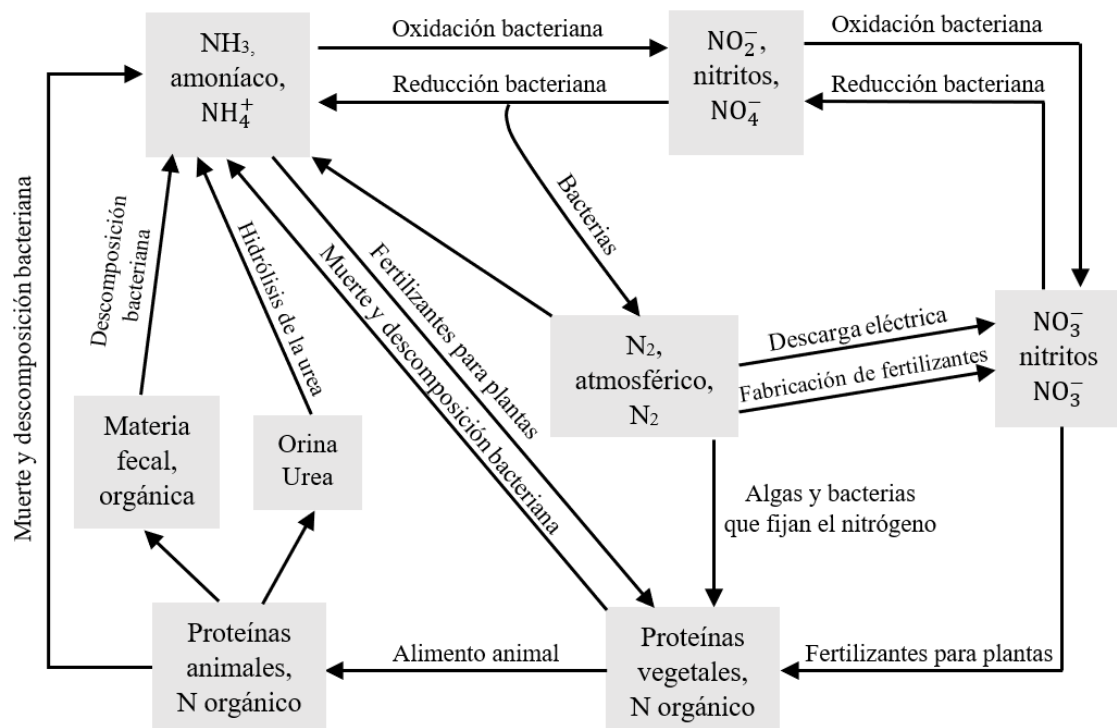
Azufre. – El ion sulfato es un compuesto presente naturalmente en la mayoría de las aguas de abastecimiento y en las aguas residuales. Para la síntesis de proteínas, es esencial tener suficiente azufre, que se libera durante la degradación de las mismas. El gas H_2S se puede oxidar biológicamente para producir ácido sulfhídrico, que puede corroer las tuberías de alcantarillado. En los digestores de fangos, los sulfatos se reducen a sulfuros, pero si su concentración supera los 200 mg/l, puede afectar el desarrollo normal de los procesos biológicos. Sin embargo, esto rara vez ocurre (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Nitrógeno. – En las aguas residuales las formas de interés de nitrógeno son las de nitrógeno orgánico, nitrógeno amoniacal, nitrógeno de nitritos y nitratos. Los datos del nitrógeno son necesarios para evaluar la tratabilidad de las aguas residuales por tratamientos biológicos, un agua residual con un contenido insuficiente de nitrógeno puede requerir la adición de nitrógeno para una adecuada biodescomposición. Por otro lado, cuando se exige el control de eutrofización de las fuentes receptoras, la remoción de nitrógeno en el agua residual puede ser una condición del tratamiento (Romero Rojas, 2010).

La forma predominante del nitrógeno en las aguas residuales domésticas frescas es el nitrógeno orgánico, las bacterias descomponen rápidamente el nitrógeno orgánico en nitrógeno amoniacal y, si el medio es aerobio, lo hace en nitritos y nitratos. Si los nitratos predominan indica que el residuo ha sido estabilizado con respecto a la demanda de oxígeno, pero estos pueden ser utilizados por las algas y otros organismos acuáticos para formar proteínas razón por la cual se puede necesitar de una remoción de nitrógeno para prevenir dichos crecimientos (Romero Rojas, 2010).

En las aguas residuales de hogares, la cantidad de nitrógeno total puede variar entre 30 y 100 mg/L, 5 a 15 g/c.d, mientras que el nitrógeno amoniacal se encuentra en una concentración de 5 a 20 mg/L, 1 a 3 g/c.d. Los nitritos y nitratos, en cambio, se encuentran en cantidades menores a 1 mg/L, menor de 1 g/c.d. En las aguas residuales tratadas, la cantidad de nitratos puede alcanzar los 30 mg/L-N. Es importante destacar que la presencia de una cantidad excesiva de nitrógeno amoniacal, mayor a 1.600 mg/L, es considerada como un impedimento para diversos microorganismos que participan en el proceso de lodos activados (Romero Rojas, 2010). En la figura 1.2.2.2 se aprecia el ciclo del nitrógeno, los valores típicos del nitrógeno que se puede encontrar en las aguas residuales domésticas son 20 mg/L, 40 mg/L y 85 mg/L para una concentración débil, media y fuerte respectivamente (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Figura 1.2 Ciclo del Nitrógeno.



Fuente: (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Fósforo. – Al igual que el nitrógeno, el fósforo es vital para el desarrollo de protistas y plantas. Debido a la proliferación de algas no deseadas en cuerpos de agua superficiales, existe un gran interés en eliminar el fósforo de las aguas residuales. En aguas residuales domésticas, el contenido de fósforo varía entre 6 y 20 mg/L, y las formas comunes son ortofosfatos, polifosfatos y fosfatos orgánicos. Los ortofosfatos

se detectan mediante una prueba colorimétrica con molibdato de amonio, mientras que tanto las polifosfatos como el fósforo orgánico se convierten en ortofosfatos para su determinación. En términos generales, se recomienda una relación de DBO/N/P = 100/5/1 para el tratamiento biológico (Romero Rojas, 2010). Según Tchobanoglous & Burton (1995) los valores típicos que se pueden encontrar en aguas residuales domesticas son de 4 mg/L, 8 mg/L y 15 mg/L para una concentración débil, media y fuerte respectivamente.

Alcalinidad. – la capacidad del agua para neutralizar ácidos se conoce como alcalinidad. En el caso de las aguas residuales domésticas, suelen ser alcalinas debido a la presencia de hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos de elementos como el calcio, magnesio, sodio, potasio o amonio. La alcalinidad es importante en el tratamiento químico de las aguas residuales, ya que ayuda a neutralizar ácidos y a prevenir cambios bruscos de pH, así como en los procesos de eliminación biológica de nutrientes, la eliminación de amoniaco y los tratamientos anaerobios (Romero Rojas, 2010).

Compuestos tóxicos inorgánicos. – Algunos cationes son importantes en el tratamiento de aguas residuales como el cobre, plomo, plata, cromo, arsénico y boro ya que resultan tóxicos para los microorganismos y pueden causar problemas en las plantas de tratamiento biológico. Los vertidos industriales también pueden contener aniones tóxicos como cianuros y cromatos, que deben eliminarse antes de verter en las aguas residuales municipales (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Metales pesados. – En diversas aguas, se pueden encontrar pequeñas cantidades de níquel, manganeso, plomo, cromo, cadmio, cinc, cobre, hierro y mercurio, los cuales son componentes importantes. Algunos de estos elementos son esenciales para el desarrollo normal de la vida biológica y su carencia en ciertas cantidades podría limitar el crecimiento de las algas. Sin embargo, la presencia de cualquiera de estos metales en altas concentraciones puede interferir con los diversos usos beneficiosos del agua debido a su toxicidad (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Gases. – En las aguas residuales no tratadas se pueden hallar con frecuencia gases como nitrógeno, oxígeno, dióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno, amoníaco y metano. Mientras que los primeros tres gases son habituales en la atmósfera, los últimos tres surgen de la descomposición de materia orgánica presente en las aguas residuales (Tchobanoglous & Burton, 1995).

1.2.3 Características Biológicas

Organismos patógenos. – Los agentes causantes de enfermedades intestinales, como la fiebre tifoidea y paratifoidea, disentería, diarrea y cólera, son originados por residuos humanos que estén infectados o sean portadores de una enfermedad específica. Estos residuos pueden contener varios tipos de organismos patógenos, incluyendo bacterias, virus, protozoos y helmintos. Estos agentes patógenos son comúnmente encontrados en aguas residuales (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Organismos coliformes. – los coliformes se utilizan como indicadores de patógenos en el agua debido a que son más fáciles de detectar que otros organismos, ya que están presentes en grandes cantidades y son comprobables. Su presencia puede indicar la posible existencia de patógenos, mientras que su ausencia sugiere la ausencia de enfermedades en el agua. La presencia de bacterias coliformes, como *Escherichia* y *Aerobacter*, no siempre indica contaminación con residuos humanos, ya que también pueden crecer en el suelo (Tchobanoglous & Burton, 1995).

En los últimos años, se han desarrollado ensayos capaces de distinguir entre coliformes totales (CT), coliformes fecales (CF) y estreptococos fecales (EF). Se ha observado que en los dos últimos las cantidades descargadas por los seres humanos son significativamente diferentes a las cantidades descargadas por los animales. Por consiguiente, se ha establecido que la relación CF/ EF para los animales domésticos es inferior a 1.0, mientras que para los seres humanos es superior a 4.0, esto se puede evidenciar en la Tabla 1.1 que presenta la contribución per cápita procedente de seres humanos y algunos animales. Para esta relación son útiles los recuentos de coliformes fecales obtenidos a 44° C (Tchobanoglous & Burton, 1995).

Tabla 1.1

Contribución per cápita de microorganismos indicadores procedentes de seres humanos y algunos animales.

Animal	Densidad de indicador media/g de heces		Contribución media/cápita*24 h		Relación CF/EF
	Coliformes fecales 10 ⁶	Estreptococos fecales 10 ⁶	Coliformes fecales 10 ⁶	Estreptococos fecales 10 ⁶	
Gallina	1,3	3,4	240	620	0,4
Vaca	0,23	1,3	5400	31000	0,2
Pato	33,0	54,0	11000	18000	0,6
Hombre	13,0	3,0	2000	450	4,4
Cerdo	3,3	84,0	8900	230000	0,04
Oveja	16,0	38,0	18000	43000	0,4
Pavo	0,29	2,8	130	1300	0,1

Fuente: (Tchobanoglous & Burton, 1995).

La utilización de la proporción CF/EF puede ser muy beneficiosa para identificar la fuente de contaminación en áreas rurales, en particular en aquellas donde se emplean fosas sépticas. Es fundamental determinar con precisión la fuente de la contaminación, especialmente cuando se planea instalar sistemas convencionales de tratamiento que se supone eliminarán los coliformes detectados. Los valores típicos que se pueden encontrar en aguas residuales domésticas son de 10^6 - 10^7 n.º/100 ml, 10^7 - 10^8 n.º/100 ml y 10^7 - 10^9 n.º/100 ml para una concentración débil, media y fuerte respectivamente (Tchobanoglous & Burton, 1995).

1.3 Tipo de tratamientos de aguas residuales propuestos para comunidades rurales

Considerando que un sistema de limpieza está ligada a los criterios de eliminación que se establezcan, se sugiere que, dado el amplio abanico de operaciones y procesos disponibles para tratar las aguas residuales, resulta apropiado proponer un enfoque en tres etapas: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario, especialmente en el caso de comunidades rurales, teniendo en cuenta su limitada disponibilidad de recursos técnicos y financieros (Romero Rojas, 2010).

Es relevante señalar que contamos con dos procedimientos diferentes para el manejo de aguas residuales. El primero de ellos es el proceso aerobio, que se basa en la descomposición de la materia orgánica en presencia de oxígeno. Por otro lado, el segundo proceso es el anaerobio, el cual implica la descomposición u oxidación de la materia orgánica en ausencia de oxígeno.

1.3.1 Tratamiento primario

El anexo 1 del libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria (Ministerio del Ambiente del Ecuador, 2014), define al tratamiento primario como un proceso que busca eliminar parcialmente los sólidos sedimentables y flotantes presentes en el agua residual mediante el uso de técnicas físicas como sedimentación, filtración, mezclado y desarenado. Aunque en algunos casos, es necesario realizar operaciones de pretratamiento para remover los componentes que puedan interferir con la operación, como los sólidos gruesos, flotantes, grasas y ajustes de pH.

1.3.1.1 Fosa Séptica

Las fosas sépticas son utilizadas como la primera línea de tratamiento para preparar las aguas residuales originadas en pequeñas comunidades y áreas rurales que carecen de sistemas de alcantarillado sanitario o tratamiento de aguas residuales para su eliminación en el subsuelo. Estos sistemas utilizan dos tanques o compartimentos dispuestos en serie para separar, transformar y reducir los niveles de sólidos suspendidos en el agua. En el primer tanque, se lleva a cabo la sedimentación, digestión y almacenamiento de los lodos, mientras que el segundo tanque actúa como una segunda etapa de sedimentación y como almacenamiento adicional para el exceso de lodos (Romero Rojas, 2010).

Hay tres tipos de fosas sépticas para el tratamiento de aguas negras en sistemas individuales: de concreto, de resinas de poliéster reforzadas con fibra de vidrio y de plástico/polietileno. La Tabla 1.2 muestra que tipo y finalidad tiene una fosa séptica, junto con otros tipos de tratamientos.

Tabla 1.2

Procesos anaerobios de tratamiento de aguas residuales y biosólidos

Tipo	Nombre común	Uso
Crecimiento suspendido	Digestión anaerobia: tasa estándar, tasa alta, una y dos etapas. Proceso anaerobio de contacto	Estabilización, remoción de DBOC, remoción de SSV. Remoción de DBOC.
	Lagunas anaerobias	Remoción de DBOC, remoción de SS.
	Fosa séptica	Tratamiento primario, remoción de grasas, remoción de DBOC, remoción de sólidos suspendidos.
Híbrido	Proceso de flujo ascensional y manto de lodos anaerobio, PAMLA, RAFA o UASB	Remoción de DBOC, remoción de SS.
	Tanque Imhoff	Remoción de grasas, remoción de DBOC, remoción de SS y digestión anaerobia de dichos sólidos.
Crecimiento adherido	Filtro anaerobio	Remoción de DBOC, estabilización
	Procesos de lecho fluidizado	Remoción de DBOC
	Procesos de lecho expandido	Remoción de DBOC

Fuente: (Romero Rojas, 2010).

Dentro de una fosa séptica se pueden encontrar varias fases como:

Retención. - De acuerdo con la normativa NBR 7229 (1993) de la Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT), se establece que la fosa séptica retiene las aguas residuales durante un lapso de tiempo determinado, el cual puede variar de 12 a 24 horas según la cantidad de afluentes que contribuyen. En la tabla 1.3 se puede

visualizar la aportación diaria de los afluentes y el periodo de retención correspondiente.

Tabla 1.3

Periodo de retención de aguas residuales, por rango de contribución diaria.

Contribución diaria (L)	Tiempo de detención	
	Días	Horas
Hasta 1500	1,00	24
De 1501 a 3000	0,92	22
De 3001 a 4500	0,83	20
De 4501 a 6000	0,75	18
De 6001 a 7500	0,67	16
De 7501 a 9000	0,58	14
Mas de 9000	0,50	12

Fuente: (Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT), 1993).

Sedimentación. - La sedimentación se produce conjuntamente con la fase anterior mediante la acción gravitacional, donde aproximadamente el 60-70% de los sólidos suspendidos presentes en las aguas residuales se depositan en el fondo del pozo, formando una capa semilíquida conocida como lodo. Mientras tanto, algunos sólidos no sedimentados, como aceites, grasas y otros materiales combinados con gases, quedan retenidos en la superficie libre del líquido.

Digestión. - Como consecuencia de la sedimentación los lodos y las sustancias retenidas en la superficie libre del líquido son atacadas por bacterias anaerobias, provocando una destrucción total o parcial de los organismos patógenos.

Remoción. - Según Romero Rojas (2010), la eficiencia de remoción en una fosa séptica puede ser de:

- Remoción de DBO entre el 30 al 50%.
- Grasas y aceites del 70 -80 %.
- Fósforo 15%.
- Sólidos suspendidos en aguas residuales domésticas entre 50-70%.

1.3.1.2 Disposición final de los efluentes sólidos de las fosas sépticas

Se deben eliminar regularmente los residuos sólidos que se quedan atrapados en los compartimentos de las fosas sépticas, de acuerdo con el período de almacenamiento, se recomienda usar los valores que se observan en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4
Tiempo requerido para la digestión de lodos.

Temperatura °C	Tiempo de digestión en días
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Fuente: (Organización Panamericana de la Salud (OPS) & Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), 2005).

Es necesario calcular la frecuencia para retirar los lodos en función de los tiempos de referencia, teniendo en cuenta que habrá una combinación de lodos frescos y lodos digeridos, siendo estos últimos los que se acumulan en el fondo de los compartimientos. Por lo tanto, el período entre las extracciones de lodos debe ser como mínimo igual al tiempo de digestión, excepto en la primera extracción, en la que se debe esperar el doble del tiempo de digestión (Organización Panamericana de la Salud (OPS) & Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), 2005).

Es importante no desechar los lodos extraídos de la fosa séptica en el suelo o en fuentes de agua, ya que estos también deben ser tratados adecuadamente. Por lo tanto, es necesario construir un lecho de secado para tratar los lodos, lo que resulta en un método simple y económico para disminuir el contenido de agua en los lodos, lo que lo hace ideal para las comunidades rurales. Además, es recomendable no extraer todos los lodos, sino dejar una altura de entre 10 y 15 cm para permitir que el proceso de digestión anaerobia de los sólidos continúe. Una vez que los lodos estén deshidratados, deben ser depositados en un relleno sanitario.

1.3.2 Tratamiento secundario

El anexo 1 del libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (2014), indica que el tratamiento secundario se usa principalmente para

la reducción de compuestos orgánicos biodegradables y sólidos suspendidos. Se pueden utilizar procesos biológicos, como lodos activados, filtros percoladores, sistemas de lagunas y sedimentación, y si es necesario eliminar nutrientes del agua residual, se puede implementar un tratamiento terciario avanzado en adición a los procesos mencionados anteriormente.

1.3.2.1 Humedales de tratamiento

Los humedales de tratamiento son construidos por el ser humano con el fin de tratar las aguas residuales. Son áreas poco profundas, con una profundidad generalmente inferior a un metro, donde se introduce vegetación adaptada a la vida acuática. La purificación del agua se lleva a cabo mediante procesos naturales microbiológicos, biológicos, químicos y físicos (Fernández González et al., 2004).

El sistema de humedales artificiales presenta una ventaja significativa debido a su bajo costo y fácil mantenimiento, y es capaz de depurar eficazmente aguas que contienen principalmente sólidos orgánicos. Sin embargo, estos humedales requieren una gran cantidad de espacio y no son adecuados para tratar aguas industriales con altos niveles de contaminantes. Por otro lado, son apropiados para tratar las aguas de pequeñas comunidades (Fernández González et al., 2004).

Existen dos tipos de humedales artificiales:

- Humedal artificial de flujo superficial
- Humedal artificial de flujo subsuperficial:
 - Vertical
 - Horizontal

Humedal artificial de flujo superficial (HFS). - también conocidos como humedales construidos de superficie libre, son una variante de los sistemas de lagunas convencionales. En estos humedales, el agua fluye principalmente a través de los tallos de las plantas y se expone directamente a la atmósfera. A diferencia de los sistemas de lagunas convencionales, estos humedales tienen una profundidad menor de no más de 0,6 metros y tienen plantas (Delgadillo et al., 2010).

Humedal artificial de flujo subsuperficial (HFSS). - en este tipo de humedal el agua fluye por debajo de la superficie de un sustrato poroso (normalmente grava gruesa y arena) sembrado de plantas emergentes (Romero Rojas, 2010).

En su mayoría se usa para el tratamiento de aguas residuales procedentes de poblaciones de menos de 2000 habitantes. En función del flujo, pueden ser horizontales o verticales (Iagua, 2013).

- **Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal (HFSS_H):** En este tipo de humedal se utiliza un lecho de grava saturado con agua y plantas emergentes para tratar el agua. El agua entra por un extremo del sistema y fluye a través del lecho de grava sin estar expuesto al aire, hasta que finalmente es recolectada en el otro extremo para su descarga. El nivel del agua dentro del lecho de grava es controlado por una tubería vertical ubicada fuera del humedal (Dotro et al., 2017).

Se suele utilizar una capa de grava de entre 0,5 y 0,7 metros de profundidad, manteniendo el nivel del agua entre 5 y 10 centímetros por debajo de la superficie. Para tratamiento terciario, se excava un total de entre 1,0 y 1,5 metros de profundidad, de los cuales unos 0,60 metros se rellenan con grava. Generalmente se construye con una pendiente entre el 0.5% y 1% en la base para facilitar el drenaje del lecho si es necesario. El volumen restante del lecho (borde libre) se utiliza para el almacenamiento de agua durante períodos de altos flujos o eventos de alta precipitación (Dotro et al., 2017).

- **Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical (HFSS_V):** Los humedales de flujo vertical, también llamados filtros intermitentes, se utilizan comúnmente para tratar aguas residuales secundarias domésticas. En estos humedales, el agua se aplica de arriba hacia abajo a través de tuberías de distribución de agua y se filtra verticalmente a través de un sustrato inerte, como arena o grava. La vegetación emergente también se planta en este medio granular. Para promover condiciones aeróbicas en el medio poroso, se puede emplear un sistema de aeración mediante chimeneas. Estas chimeneas son tuberías con aberturas hacia el exterior. El sustrato está compuesto por múltiples capas, siendo las más finas en la parte superior y aumentando su diámetro hacia la parte inferior. (Delgadillo et al., 2010).

Partes importantes de los HFSS




Sustrato (medio granular). - en los humedales, el sustrato está formado por el suelo: arena, grava, roca, sedimentos y restos de vegetación que se acumulan en el humedal debido al crecimiento biológico (Delgadillo et al., 2010).

Vegetación. - La vegetación en los humedales desempeña un papel crucial debido a las raíces y rizomas enterrados. Las plantas son organismos fotoautótrofos que convierten el carbono inorgánico en carbono orgánico utilizando la energía solar. A través de las hojas y tallos, pueden transferir el oxígeno desde la atmósfera hacia el medio donde se encuentran las raíces, creando así regiones aerobias. Los microorganismos utilizan este oxígeno para degradar la materia orgánica y llevar a cabo la nitrificación. Estas plantas presentan diferentes características como se muestran en la Tabla 1.5, que se pueden utilizar de acuerdo a los parámetros de diseño que se requiera (Delgadillo et al., 2010).

Aunque Dotro et al., (2017) mencionan que en los humedales de flujo subsuperficial horizontal que proporcionan un tratamiento secundario en aguas residuales domésticas, las plantas tienen una mínima contribución en la eliminación de nutrientes mediante la absorción.

Microorganismos. - en los humedales, los microorganismos son responsables del tratamiento biológico. En la parte superior del humedal, donde existe un suministro adecuado de oxígeno proveniente de las raíces de las plantas y la atmósfera, se forman colonias de microorganismos aerobios. En el resto del lecho granular, predominan los microorganismos anaerobios. Estos microorganismos realizan una serie de procesos, como la descomposición de la materia orgánica, la eliminación de nutrientes y elementos traza, y la desinfección (Delgadillo et al., 2010).

Tabla 1.5 Características de las especies vegetales más utilizadas en humedales artificiales

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

Fuente: (Delgadillo et al., 2010).

1.3.2.2 Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)

Desde finales de los años 60, se ha investigado en el uso de filtros anaeróbicos, los cuales han sido cada vez más utilizados en la actualidad para el tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales.

El (FAFA) es un método para tratar residuos solubles mediante un proceso de crecimiento biológico adherido. Funciona como una unidad de contacto, en la que las aguas residuales pasan a través de una masa de sólidos biológicos contenidos en el reactor. La biomasa retenida en el reactor puede adoptar tres formas distintas: Una capa delgada de biopelícula adherida a las superficies del medio de empaque, biomasa dispersa retenida en los intersticios del medio de empaque, y flóculos o gránulos retenidos en el compartimento inferior (de Lemos Chernicharo, 2007).

Las bacterias anaerobias se adhieren al medio y no salen en el efluente, lo que permite retenerlas por hasta cien días con tiempos de retención hidráulica cortos. Este método es útil para tratar aguas residuales de baja concentración a temperatura ambiente y también puede utilizarse para desnitrificar efluentes ricos en nitratos o como pretratamiento en plantas de purificación de agua (Romero Rojas, 2010).

Configuración del reactor. - Los filtros anaeróbicos vienen en diferentes formas y tamaños, siempre y cuando el flujo se distribuya uniformemente en la superficie del lecho. A gran escala, suelen tener forma cilíndrica o rectangular, con diámetros o anchos que oscilan entre 6 y 26 metros y alturas de 3 a 13 metros aproximadamente. Los volúmenes de los reactores varían de 100 a 10.000 m³ y los medios de relleno pueden ocupar desde la profundidad total del reactor hasta el 50-70% de la altura del tanque (de Lemos Chernicharo, 2007).

Medio de soporte. - Para garantizar una distribución uniforme del flujo en el lecho poroso, se utiliza un difusor ubicado en el fondo, al cual el flujo llega a través de un tubo instalado dentro o fuera de la unidad. Se recomienda el uso de piedra triturada angulosa o redonda de 4 a 7 cm como medio de anclaje para los filtros anaerobios. Si se utiliza otro tipo de medio, el ingeniero debe justificar los valores de los parámetros utilizados en el diseño. El medio de soporte debe cumplir ciertos requisitos como se menciona en la Tabla 1.6 (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Tabla 1.6
Requisitos para los medios de relleno de los filtros anaerobios.

Requisito	Objetivo
Ser estructuralmente resistente.	Soportan su propio peso, sumado al peso de los sólidos biológicos adheridos a la superficie.
Ser biológica y químicamente inerte.	No permitir ninguna reacción entre el lecho y los microorganismos.
Ser lo suficientemente ligero.	Evitar la necesidad de estructuras costosas y pesadas, y permitir la construcción de filtros relativamente más altos, lo que implica una reducida área necesaria para la instalación del sistema.
Tener un área específica grande.	Permitir la fijación de una mayor cantidad de sólidos biológicos.
Tener una alta porosidad.	Permita una mayor área libre disponible para la acumulación de bacterias y reduzca la posibilidad de obstrucción.
Permitir la colonización acelerada de microorganismos.	Reducir el tiempo de puesta en marcha del reactor.
Presentar una superficie rugosa y un formato no plano.	Asegure una buena adherencia y alta porosidad.
Tener un precio reducido.	Hacer factible el proceso, no solo técnicamente, sino también económicamente.

Fuente: (de Lemos Chernicharo, 2007).

Velocidad de flujo ascendente. - Se debe mantener una velocidad de flujo ascendente por debajo del límite en el cual los sólidos se pierden en el efluente. En los reactores a gran escala, la velocidad de flujo suele ser de alrededor de 2 m/hora, pero la velocidad máxima depende de la densidad de los sólidos y de la granulación. Durante la puesta en marcha del proceso, se recomienda una velocidad baja para evitar el lavado de sólidos en el efluente, y se puede utilizar la recirculación del efluente para controlar el pH en el reactor. Las velocidades de flujo ascendente, incluida la recirculación, no deben superar los 0,4 m/hora durante la puesta en marcha. A medida que el reactor madura, se pueden aumentar gradualmente las tasas de recirculación, pero las velocidades de flujo ascendente superiores a 1,0 m/hora pueden provocar una pérdida excesiva de sólidos (de Lemos Chernicharo, 2007).

CAPÍTULO 2

PARÁMETROS PARA EL DISEÑO

2.1 Periodo de diseño

En toda construcción de la ingeniería civil, se establece un periodo de tiempo en el cual se espera que la obra funcione de manera efectiva según su diseño original (López Cualla, 2000). De acuerdo con la Norma CO 10.7 – 602 (1997) de la Secretaría del Agua, las obras civiles de los sistemas de agua potable o disposición de residuos líquidos, se diseñarán para un período de 20 años.

2.2 Análisis poblacional

2.2.1 Población actual

Depende de la comunidad para la cual el diseño debe ser adaptado según la comunidad a la que está dirigido. Para calcular la población, se puede utilizar información proporcionada por el INEC, como el número de familias, personas y la media de personas por familia (Secretaría del Agua, 1997).

2.2.2 Población futura

Una de las formas de obtener las respectivas tasas de crecimiento es por medio de los datos proporcionados por el Instituto Ecuatoriano de Estadísticas y Censos INEC referente al último censo de población y vivienda que se haya realizado. A falta de datos, se adoptarán los índices de crecimiento geométrico indicados en la Tabla 2.1, mismo que está establecido según la región geográfica.

Tabla 2.1
Tasas de crecimiento poblacional.

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

Fuente: (Secretaría del Agua, 1997).

Para el cálculo de la población futura, se empleará el método geométrico:

$$Pf = Pa * (1 + r)^n \quad (\text{Ecu. 1})$$

Donde:

- Pf = Población futura. (Hab)

- Pa = Población actual. (Hab)
- r = Tasa de crecimiento geométrico de la población en fracción decimal.
- n = Período de diseño. (años)

2.3 Coeficiente de retorno

El coeficiente considera que no toda el agua que se utiliza en el hogar se devuelve al sistema de alcantarillado, ya que se utiliza para diversas actividades como regar, limpiar pisos, cocinar y otras (López Cualla, 2000).

La categorización del proyecto en uno de estos niveles está determinada por la cantidad de habitantes que se encuentran en la zona urbana del municipio, su capacidad financiera y el nivel de exigencia técnica necesario para llevar a cabo el proyecto, según lo estipulado en la Tabla 2.2 que especifica el nivel de complejidad del sistema (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Tabla 2.2

Asignación de nivel de complejidad.

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

Fuente: (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

En caso de que la información sea insuficiente o inexistente, se pueden usar los intervalos de valores de R que se encuentran en la Tabla 2.3 como referencia, siempre y cuando se justifique adecuadamente la elección del valor final seleccionado.

Tabla 2.3

Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0.7 – 0.8
Medio alto y alto	0.8 – 0.85

Fuente: (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

2.4 Dotación

Es la cantidad de agua potable, consumida diariamente, en promedio anual por cada habitante, al inicio del período de diseño. En la Tabla 2.4 se presentan las dotaciones correspondientes a los diferentes niveles de servicio.

Tabla 2.4

Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de aguas, disposición de excretas y residuos líquidos.

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

Simbología utilizada:

AP: agua potable.

DE: disposiciones de excretas.

DRL: disposición de residuos líquidos.

Fuente: (Secretaría del Agua, 1997).

En la tabla 2.5 se presentan las dotaciones correspondientes a los diferentes niveles de servicio.

Tabla 2.5

Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio.

NIVEL DE SERIVICIO	CLIMA FRÍO (L/Hab*día)	CLIMA CÁLIDO (L/Hab*día)
la	25	30
lb	50	65
lla	60	85
llb	75	100

Fuente: (Secretaría del Agua, 1997).

2.5 Factor de mayoración (F)

El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, está basado en el caudal medio diario, considera las variaciones en el consumo de agua. Su valor disminuye con el aumento del número de habitantes, ya que el uso del agua es más heterogéneo. La variación se puede estimar mediante mediciones de campo o relaciones aproximadas como las de Harmon y Babbit, para poblaciones de 1,000 a 1,000,000 de habitantes (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

$$F = 1 + \frac{14}{(4+P^{0.5})} \quad (\text{Ecu. 2})$$

2.6 Caudal de diseño (Q_s)

El caudal de aguas residuales de una población está compuesto por los siguientes aportes:

- Aguas residuales domésticas.
- Aguas residuales industriales, comerciales e institucionales.
- Aguas de infiltración.
- Conexiones erradas (Ilícitas).

Para calcular el caudal de diseño de las secciones de la red de colectores, se suma el flujo de infiltraciones y conexiones ilícitas a la cantidad máxima de agua por hora en el día de mayor demanda (Q_{MH}), expresada en L/s. Si el caudal de diseño es menor a 1,5 L/s, se utiliza este valor (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

$$Q_s = Q_{MH} + Q_{inf} + Q_{ili} \quad (\text{Ecu. 3})$$

2.6.1 Caudal de aguas residuales domésticas (Q_d)

La manera de medir la contribución mencionada es a través del caudal medio diario, que es la cantidad promedio de agua durante 24 horas en un año. Si no se tienen datos de aguas residuales, que es comúnmente el caso, se puede estimar utilizando la cantidad de agua potable consumida según el diseño del acueducto. El resultado final se expresa como un caudal en L/s para la población general o para cada zona en un estudio de planeación de la población (López Cualla, 2000).

El aporte doméstico (Q_d) está dado por la siguiente expresión:

$$Q_d = \frac{D * P * R}{86400} \quad (\text{Ecu. 4})$$

Donde:

- Q_d = Caudal de aguas residuales domésticas. (L/s)
- D = Dotación o consumo medio diario. (L/Hab*día)
- P = Población servida. (Hab)
- R = Coeficiente de retorno.

2.6.2 Caudal de aguas residuales industriales (Q_i)

Este aporte de aguas residuales debe ser evaluado por cada caso en particular, ya que esto varía dependiendo del tipo y tamaño de la industria. Para industrias pequeñas, se puede estimar un aporte promedio de 1.5 L/s.Ha (López Cualla, 2000).

2.6.3 Caudal de aguas residuales comerciales (Q_c)

En áreas que son principalmente comerciales, se utiliza una cantidad promedio diaria de 2.0 litros por segundo por hectárea. Sin embargo, en áreas que son una mezcla de comercios y residencias, este valor debe ser ajustado (López Cualla, 2000).

2.6.4 Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{inst})

Al igual que en la contribución industrial, la contribución institucional varía dependiendo del tipo y tamaño de la institución, por lo que cada caso debe ser evaluado individualmente. No obstante, para instituciones pequeñas ubicadas en áreas residenciales, se puede establecer una contribución promedio diaria de 0.8 L/s.Ha (López Cualla, 2000).

2.6.5 Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{md})

Se determina por la suma de las descargas provenientes de hogares, industrias, comercios e instituciones, en función del área de drenaje del colector, en función del área de drenaje del colector, se expresa en L/s (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

$$Q_{md} = Q_d + Q_i + Q_c + Q_{inst} \quad (\text{Ecu. 5})$$

2.6.6 Caudal máximo horario (Q_{MH})

Es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Para estimar el caudal máximo horario en el día de mayor demanda, se utiliza el factor de mayoración F (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

$$Q_{MH} = F * Q_{md} \quad (\text{Ecu. 6})$$

Donde:

- Q_{MH} = Caudal máximo horario. (L/s)

2.6.7 Caudal por conexiones ilícitas (Q_{iii})

El principal origen proviene de la conexión errónea de aguas pluviales domiciliarias y conexiones clandestinas. El CEPIS, estima que el caudal por conexiones ilícitas puede estar en el orden de 5 – 10 % del caudal máximo horario (Q_{MH}). Así mismo, la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá utiliza el criterio de estimar esta cantidad en un 20% del caudal máximo horario. Otra alternativa podría ser adoptar un caudal entre 1 y 3 L/s.Ha (López Cualla, 2000).

2.6.8 Caudal por infiltración (Q_{inf})

La contribución extra se determina según las propiedades de permeabilidad del terreno donde se planea construir el sistema de alcantarillado. Esta contribución puede ser medida por metro de tubería o por la cantidad de área drenada en hectáreas. Según Etapa.EP (2012), en la normativa para la construcción de redes de alcantarillado se definen dos valores de caudales de infiltración.

1. Para tuberías ubicadas sobre el nivel freático.

$$Q_{inf} = 0.1 \frac{L}{s} * Km \quad (\text{Ecu. 7})$$

2. Para tuberías ubicadas bajo el nivel freático.

$$Q_{inf} = 0.2 \frac{L}{s} * Km \quad (\text{Ecu. 8})$$

2.7 Cargas de aporte por persona equivalente

La Tabla 2.6 muestra información acerca de las propiedades físico-químicas de las aguas residuales no tratadas de origen doméstico en países en desarrollo. Se presenta tanto una gama de valores como valores típicos en términos de carga per cápita y concentración.

Tabla 2.6

Características físico-químicas de las aguas residuales domésticas sin tratar en los países en desarrollo.

Parámetros	Carga Per Cápita (g/Hab*d)		Concentración (mg/L, excepto pH)	
	Rango	Típico	Rango	Típico
SOLIDOS TOTALES	120 – 220	180	700 – 1350	1100
Suspendido	35 – 70	60	200 – 450	350
▪ Fijo	7 – 14	10	40 – 100	80
▪ Volátil	25 – 60	50	165 – 350	320
Disuelto	85 – 150	120	500 – 900	700
▪ Fijo	50 – 90	70	300 – 550	400
▪ Volátil	35 – 60	50	200 – 350	300
Liquidable	-	-	10 - 20	15
MATERIA ORGÁNICA				
DBO ₅	40 – 60	50	250 – 400	300
DQO	80 – 120	100	450 – 800	600
DBO último	60 - 90	75	350 - 600	450
NITRÓGENO TOTAL				
Nitrógeno orgánico	2.5 – 4.0	3.5	15 – 25	20
Amoníaco	3.5 – 6.0	4.5	20 – 35	25
Nitrito	≈0	≈0	≈0	≈0
Nitrato	0.0 – 0.3	≈0	0 - 2	≈0
FÓSFORO				
Fósforo orgánico	0.7 – 1.0	0.3	1 – 6	2
Fósforo inorgánico	0.5 – 1.5	0.7	3 - 9	5
pH	-	-	6.7 – 8.0	7.0
ALCALINIDAD	20 - 40	30	100 - 250	200
METALES PESADOS	≈0	≈0	≈0	≈0
ORGÁNICOS TÓXICOS	≈0	≈0	≈0	≈0

Fuente: (von Sperling, 2007).

A medida que aumenta el nivel de ingresos, también aumenta la cantidad de carga de DBO por persona, mientras que la concentración de DBO disminuye (von Sperling, 2007).

2.8 Parámetros de diseño para fosa séptica

Existen dos tipos de tanques: los cilíndricos y los prismáticos rectangulares. Los tanques cilíndricos se emplean para reducir el área utilizada y aumentar la profundidad, mientras que los prismáticos rectangulares se usan cuando se necesita una mayor área horizontal o profundidad. La NBR 7229 (Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT), 1993) y la NBR 13696 (Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT), 1997) así como el CEPIS, estipulan que el diseño debe considerar el volumen útil necesario, el cual depende del periodo de retención y de la población atendida, además de la contribución de aguas residuales y lodos.

2.8.1 Período de retención hidráulica

$$Pr = 1.5 - 0.3 \log (P * Q) \quad (\text{Ecu. 9})$$

$$Q_{smax} = P * Q \quad (\text{Ecu. 10})$$

$$Pr = 1.5 - 0.3 \log (Q_{smax}) \quad (\text{Ecu. 11})$$

Donde:

- Pr = Período de retención hidráulica. (Días)
- P = Población servida. (Hab)
- Q = Producción de aguas residuales. (L/Hab*Día)

El CEPIS indica que, en ningún caso, el tiempo de retención hidráulica de diseño deberá ser menor a seis horas o menor a 0.25 días.

2.8.2 Volumen de sedimentación

$$Vs = 10^{-3} * (P * Q) * Pr \quad (\text{Ecu. 12})$$

$$Vs = 10^{-3} * (Q_{smax}) * Pr \quad (\text{Ecu. 13})$$

Donde:

- Vs = Volumen de sedimentación. (m³)

2.8.3 Volumen de digestión y almacenamiento de lodos

$$Vd = 70 * 10^{-3} * P * N \quad (\text{Ecu. 14})$$

Donde:

- Vd = Volumen de digestión y almacenamiento de lodos. (m^3)
- N = Intervalo de limpieza o retiro de lodo. (años) (*En que rango se recomienda)

2.8.4 Volumen de natas o espuma

El CEPIS considera como valor un volumen mínimo de $0,7 m^3$ para el volumen de natas o espuma.

2.8.5 Volumen total y útil

En una fosa séptica es importante conocer la diferencia entre volumen total y volumen útil, el volumen total es igual al volumen útil más el volumen correspondiente al espacio para circulación del gas en la fosa y el volumen útil es el espacio interno mínimo necesario para el buen funcionamiento del tanque séptico.

El volumen útil de la fosa séptica será:

$$Vu = Vs + Vd + Ve \quad (\text{Ecu. 15})$$

Donde:

- Vu = Volumen útil de la fosa séptica. (m^3)
- Ve = Volumen de natas o espuma. (m^3)

2.8.6 Profundidad útil

La profundidad útil debe estar dentro de los límites mínimos y máximos proporcionados en la Tabla 2.7, dependiendo del volumen útil que se desea obtener (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Tabla 2.7

Profundidad útil mínima y máxima de acuerdo con el volumen obtenido para una fosa séptica.

Volumen útil (m^3)	Profundidad útil mínima (m)	Profundidad útil máxima (m)
---------------------------	--------------------------------	--------------------------------

Hasta 6	1.2	2.2
De 6 a 10	1.5	2.5
Más de 10	1.8	2.8

Fuente: (República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

2.8.7 Área superficial requerida

Es el tamaño o superficie total que requiere la fosa séptica en la superficie del terreno para que pueda ser implementada.

$$A = \frac{V_u}{h} \quad (\text{Ecu. 16})$$

Donde:

- A = Área superficial requerida de la fosa séptica. (m²)
- h = Profundidad útil. (m)

2.8.8 Profundidad máxima de espuma sumergida

$$He = \frac{0.7}{A} \quad (\text{Ecu. 17})$$

Donde:

- He = Profundidad máxima de espuma sumergida. (m)

2.8.9 Profundidad libre de espuma sumergida

$$He_l \geq 0.10 \quad (\text{Ecu. 18})$$

Donde:

- He_l = Profundidad libre de espuma sumergida. (m)

2.8.10 Profundidad mínima requerida para la sedimentación

$$H_s = \frac{V_s}{A} \quad (\text{Ecu. 19})$$

Donde:

- H_s = Profundidad mínima requerida para la sedimentación. (m)

2.8.11 Profundidad de almacenamiento de lodos

$$Hd = \frac{Vd}{A} \quad (\text{Ecu. 20})$$

Donde:

- Hd = Profundidad de almacenamiento de lodos. (m)

2.8.12 Profundidad neta útil

$$hn = He + He_l + Hs + Hd \quad (\text{Ecu. 21})$$

Donde:

- hn = Profundidad neta útil de la fosa séptica. (m)

2.8.13 Dimensiones y medidas complementarias recomendadas

La Tabla 2.8. indica las dimensiones y medidas complementarias recomendadas en el diseño de una fosa séptica.

Tabla 2.8

Dimensiones y medidas complementarias recomendadas en el diseño de una fosa séptica.

Dimensiones mínimas		
Descripción	Condición	Unidad
Ancho interior mínimo	0.80	m
Profundidad útil mínima	1.2	m
Relación largo/ancho	$2 \leq L/b \leq 4$	m
Ancho interno	$b \leq 2hn$	m
Volumen de la primera cámara	$2/3Vu$	m ³
Volumen de la segunda cámara	$1/3Vu$	m ³
Longitud de la primera cámara	$2/3L$	m
Longitud de la segunda cámara	$1/3L$	m
Orificio para el paso entre cámaras (borde inferior) para la limpieza cada 3 años	$1/2hn$	m
Orificio para el paso entre cámaras (borde inferior) para la limpieza superior a 3 años	$2/3hn$	m
Los orificios tendrán una distancia vertical mínima desde el extremo superior hasta el nivel del líquido o altura libre de seguridad (hs)	0.3	m
Área total de orificios	5-10 % A_t	m ²
Pendiente de fondo orientada hacia el punto de ingreso de los líquidos	2	%
El nivel de tubería de salida del tanque séptico deberá estar situado a 0.05 m por debajo de la tubería de entrada		
El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 100 mm (4") y 75 mm (3") respectivamente		

Fuente: Elaboración propia.

2.9 Parámetros de diseño para el lecho de secado

De acuerdo con OPS/CEPIS/05.163 (2005), los criterios que se deben considerar para el diseño de un lecho de secado de lodos dependerán del nivel de sólidos suspendidos totales (SST) presentes en las aguas residuales que se decanten en la fosa séptica y que posteriormente serán convertidos en lodos.

2.9.1 Carga de sólidos que ingresan a la fosa

$$C = \frac{P * CpSST}{1000} \quad (\text{Ecu. 22})$$

Donde:

- C = Carga de sólidos que ingresan a la fosa. (KgSST/Día)
- P = Población servida. (Hab)
- $CpSST$ = Contribución per cápita de sólidos suspendidos totales. (g.SST/Hab*día)

2.9.2 Masa de sólidos que conforman los lodos

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C) \quad (\text{Ecu. 23})$$

Donde:

- Msd = Masa de sólidos que conforman los lodos. (KgSST/Día)

2.9.3 Volumen diario de lodos digeridos

$$Vld = \frac{Msd}{plodo * \left(\frac{\% \text{ de sólidos}}{100} \right)} \quad (\text{Ecu. 24})$$

Donde:

- Vld = Volumen diario de lodos digeridos. (L/Día)
- $Plodo$ = Densidad de los lodos, igual a 1.04 Kg/L.
- $\% \text{ de sólidos}$ = % de sólidos contenidos en el lodo, varía entre 8 a 12%.

2.9.4 Volumen de lodos a extraerse de la fosa

$$Vel = \frac{Vld * Td}{1000} \quad (\text{Ecu. 25})$$

Donde:

- Vel = Volumen de lodos a extraerse de la fosa séptica. (m^3)
- Td = Tiempo de digestión. (Días)

2.9.5 Volumen real a extraerse

$$Vr = 0.9 * Vel \quad (\text{Ecu. 26})$$

Donde:

- Vr = Volumen real a extraerse de la fosa séptica. (m^3)

2.9.6 Área del lecho de secado

$$Als = \frac{Vel}{Ha} \quad (\text{Ecu. 27})$$

Donde:

- Als = Área del lecho de secado. (m^2)
- Ha = Profundidad de aplicación, entre 0.20 a 0.40 m.
- El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m, pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10m. n

2.10 Parámetros de diseño de (HFSS)

2.10.1 Proceso de eliminación de contaminantes y patógenos

Los humedales artificiales son considerados sistemas naturales de tratamiento de aguas residuales acuáticos, donde los elementos del humedal interactúan con fenómenos físicos, químicos y biológicos, con la ayuda del sol como fuente de energía principal. La Tabla 2.9 resume los principales mecanismos de depuración.

Tabla 2.9

Los mecanismos más importantes que intervienen en los procesos de depuración en los humedales.

Contaminante	HFSS
Materia orgánica	Reducción por conversión biológica por intervención de bacterias facultativas y anaeróbicas adheridas a las superficies de las plantas y los detritos del medio de relleno del humedal.
Materia en suspensión	Filtración y Sedimentación.
Nitrógeno	Nitrificación / desnitrificación, asimilación por las plantas y volatilización.
Fósforo	Por filtración sedimentación, adsorción por asimilación por parte de las plantas y microorganismos.
Metales pesados	Adsorción a las raíces de las plantas y los detritos, sedimentación.

Tazas de contaminantes orgánicos	Adsorción, biodegradación.
Patógenos	Por muerte natural por depredación sedimentación secreción de antibióticos desde las raíces de las plantas.

Fuente: (Arias Isaza, 2005).

2.10.2 Enfoque de diseño P-k-C*

Este método suele ser el más utilizado para la elaboración de cálculos del diseño de humedales de flujo horizontal, haciendo una combinación entre el modelo hidráulico TIS que incluye la variable (P) y ecuaciones de primer orden basadas en el modelo k-C*, siendo este denominado como el modelo P-k-C*, convirtiéndose en una útil herramienta para diseño de HFSS_H.

2.10.3 Coeficientes de reacción (K_A)

El coeficiente K_A es calculado a partir de datos de campo, es decir, mediciones de las concentraciones de entrada y salida en sistemas ya existentes. Por lo tanto, estos coeficientes representan tanto la cinética de los procesos como las discrepancias entre el modelo hidráulico asumido y el comportamiento hidráulico que se observa en la realidad.

La Tabla 2.10 presenta las tasas de K_A para humedales de HFSS_H y HFS que tratan efluentes primarios. Estos valores se obtienen de una base de datos que refleja el rendimiento real de los humedales para el tratamiento, y muestran el porcentaje de sistemas en los que las tasas de K_A son inferiores al 50%, lo que significa que el 50% de los sistemas eliminaron el contaminante a una velocidad más lenta que el valor presentado (Dotro et al., 2017).

Tabla 2.10

Ejemplo de coeficientes de reacción superficial (percentil 50) para humedales HFSSH, HFS.

Contaminante	HFSS _H	HFS
	Tasa cinética K_A (m/yr)	Tasa cinética K_A (m/yr)
DBO ₅	25	33
NT	8.4	12.6
N – NH ₄	11.4	14.7
N – NO _x	41.8	26.5
Coliformes termotolerante	103	83

Fuente: (Dotro et al., 2017).

2.10.4 Concentración de fondo (C*)

La concentración de fondo (C*) en los humedales es una concentración de efluentes que no puede ser reducida, ya que se deriva del ciclo biogeoquímico interno que ocurre dentro de los humedales.

La Tabla 2.11 se encuentran estimaciones de las concentraciones de fondo. A excepción de ciertos parámetros como DBO₅, DQO y N, la concentración de fondo (C*) en humedales que realizan tratamiento secundario de aguas residuales domésticas, como la mayoría de los humedales HFSS_H y HFSS_V, será muy cercana a cero o incluso inferior a los límites de detección de los laboratorios (Dotro et al., 2017).

Tabla 2.11

Ejemplo de concentraciones de fondo (C) en mg/L para los humedales artificiales.*

Parámetro	HFSS _H	HFSS _V	HFS	
			Ligeramente Cargado	Muy Cargado
DBO ₅	10	2	2	10
NT	1	0	1.5	
N – NH ₄	0	0	0.1	0.1

Fuente: (Dotro et al., 2017).

2.10.5 Meteorización de contaminantes

La DQO y la DBO₅ miden diferentes compuestos orgánicos con diferentes grados de degradabilidad, algunos más fáciles y rápidos de degradar que otros. Debido a esto, la composición de la materia orgánica en las aguas residuales afluentes es diferente a la del efluente. La eliminación de la materia orgánica comienza con los compuestos más fáciles de degradar, lo que resulta en una disminución en la tasa de eliminación a medida que aumenta la distancia y el tiempo. Para ajustar matemáticamente esta disminución, se puede modificar el número de tanques en serie (NTIS) del modelo Tanques en Serie (TIS) y obtener un número aparente de tanques en serie denotado como (P), que es un parámetro ajustado o estimado y no puede medirse empíricamente. La restricción es que (P) no puede ser mayor que el número total de tanques (N) (Wallace & Knight, 2006).

La Tabla 2.12 muestra ejemplos de valores de P, pero debe recordarse que estos están asociados con la biodegradabilidad del compuesto y las relaciones geométricas en el humedal (que definen el valor límite de N).

Tabla 2.12

Ejemplo de valores de P para los humedales artificiales.

Parámetro	HFSS _H	HFSS _V	HFS
DBO ₅	3	2	1
NT	6	No dado	3
N – NH ₄	6	6	3

Fuente: (Dotro et al., 2017).

2.10.6 Criterios de diseño para (HFSS_H)

2.10.6.1 Objetivos de calidad de agua en (HFSS)

En los (HFSS_H), la eliminación microbiana ocurre predominantemente en ausencia de oxígeno (anaerobia). Estos humedales se utilizan comúnmente para tratar aguas residuales domésticas, logrando en general niveles aceptables de eliminación de DBO₅ (Demanda Bioquímica de Oxígeno, cantidad que requiere una población microbiana heterogénea para oxidar la materia orgánica de una muestra de agua en un periodo de 5 días) y SST (Sólidos Suspendidos Totales) en el efluente, con valores de alrededor de 20 mg/L. Sin embargo, el rendimiento de cada sistema depende de las concentraciones del agua de entrada y de los tiempos de retención hidráulica (TRH).

La eliminación del nitrógeno total en los sistemas de humedales subsuperficial horizontal está limitada por las condiciones anaerobias del lecho, lo cual dificulta la nitrificación. No obstante, si hay una cantidad suficiente de nitratos y carbono en el agua, los (HFSS_H) pueden ser eficaces en la desnitrificación. Por otro lado, la remoción de fósforo en los humedales de flujo subsuperficial horizontal no se mantiene de manera sostenible a largo plazo, a menos que se utilicen medios reactivos o precipitación química (Dotro et al., 2017).

La Tabla 2.13 presenta los parámetros de diseño fundamentales de los humedales de flujo subsuperficial horizontal utilizados en el tratamiento secundario de aguas residuales. Estos criterios de diseño muestran una notoria similitud entre países como República Checa, España, Estados Unidos y Reino Unido.

Tabla 2.13

Principales parámetros de diseño de humedales de flujo subsuperficial horizontal para países seleccionados (Estados Unidos).

Principales parámetros de diseño de HFSS _H		
Criterio	Referencia	Valor

Etapa de Tratamiento	Wallace y Knight (2006)	Secundario
Pretratamiento	Wallace y Knight (2006)	Tanque séptico
Requerimiento específico del área superficial (m ² /Hab-eq)	Wallace y Knight (2006)	5 -- 10
Máxima tasa de carga orgánica superficial (g DBO ₅ /m ² *d)	Wallace y Knight (2006)	4 -- 8
Máxima tasa de carga orgánica transversal (g DBO ₅ /m ² *d)	Wallace y Knight (2006)	250
Tasa de carga hidráulica (mm/d)	Wallace y Knight (2006)	20 -- 40
Tamaño de Grava (mm)	Wallace y Knight (2006)	>4
Relación longitud – ancho	--	2:1 – 4:1

Adaptado de: (Dotro et al., 2017).

2.10.6.2 Características típicas de (HFSS)

Las características típicas como la profundidad, tanto del agua como del medio usado para un humedal artificial de flujo subsuperficial se presenta en la Tabla 2.14.

Tabla 2.14

Criterios para humedales de flujo subsuperficial.

Criterios para HFSS				
Criterio	Unidad ₁	Valor ₁	Unidad ₂	Valor ₂
Tiempo de Retención	días	3 - 4 (DBO)	“	“
Carga hidráulica superficial	m ³ /hec*d	470 - 1870	mm/d	47 - 187
Carga orgánica DBO	kg/hec*d	<112	g/m ² *d	<11.2
Carga SST	kg/hec*d	390	g/m ² *d	39
Profundidad del agua	m	0,3 - 0,6	“	“
Profundidad del medio	m	0,45 - 0,75	“	“
DBO calidad esperada del efluente	mg/L	<20	“	“
SST calidad esperada del efluente	mg/L	<20	“	“
NT calidad esperada del efluente	mg/L	<10	“	“
PT calidad esperada del efluente	mg/L	<5	“	“

Fuente: (Romero Rojas, 2010).

Para este tipo de humedales se recomienda utilizar grava gruesa como se muestra en la Tabla 2.15. La relación de longitud-ancho entre 2:1 y 4:1 es común para este tipo de humedales. Según Delgadillo et al. (2010) la profundidad del lecho varía entre 0,45 a 1 metro, aunque la altura final dependerá de la profundidad de las raíces de las plantas y la pendiente será entre 0,5% - 1%.

Tabla 2.15

Características típicas del medio para humedales de flujo subsuperficial.

Medio	Tamaño efectivo, mm	Porosidad	Conductividad hidráulica m/d
Arena media	1	0,30	500
Arena gruesa	2	0,32	1000
Arena y grava	8	0,35	5000
Grava media	32	0,40	10000
Grava gruesa	128	0,45	100000

Fuente: (Romero Rojas, 2010).

2.10.6.3 Límites de descarga a un cuerpo dulce

En la Tabla 2.16 se puede apreciar los límites de descarga a un cuerpo de agua dulce según lo establecido por la Legislación Ambiental del Ecuador.

Tabla 2.16

Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

Parámetros	Expresado 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	0,2
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 ¹	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
Fósforo Total	P	mg/l	10,0
Nitrógeno amoniacal	N	mg/l	30,0
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	50,0
Sólidos Suspendedos Totales	SST	mg/l	130
Sólidos Totales	ST	mg/l	1600
Temperatura	°C		Condición natural ± 3

Fuente: (Ministerio del Ambiente del Ecuador, 2015).

2.10.6.4 Caudal de diseño anual

$$Qa = Qsmax * 365 \quad (\text{Ecu. 28})$$

Donde:

- Qa = Caudal de aguas residuales anual. (m³/año)
- $Qsmax$ = Caudal de aguas residuales. (m³/d)

2.10.6.5 Carga másica

$$Mi = Mf * (1 - Eff) \quad (\text{Ecu. 29})$$

Donde:

- Mi = Carga másica afluyente (entrada a humedal). (gr/d)
- Mf = Carga másica afluyente (entrada a fosa). (gr/d)
- Eff = Eficiencia de remoción de Fosa. (%)

2.10.6.6 Concentración de afluyente

$$Ci = \frac{Mi}{Qsmax} \quad (\text{Ecu. 30})$$

Donde:

- Ci = Concentración de afluyente (entrada a humedal). (mg/L)
- Mi = Carga másica afluyente (entrada a humedal). (gr/d)
- $Qsmax$ = Caudal de aguas residuales. (m³/d)

2.10.6.7 Área Humedal

$$A = \frac{P * Qa}{k_A} \left(\left(\frac{c_i - c^*}{c_0 - c^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) \quad (\text{Ecu. 31})$$

Donde:

- A = Área humedal de flujo subsuperficial horizontal. (m²)
- P = número aparente de tanques en serie. (adimensional)
- Qa = Caudal de aguas residuales anual. (m³/año)
- KA = Coeficiente de reacción superficial de primer orden. (m/año)
- Ci = Concentración de afluyente (entrada a humedal). (mg/L)

- C_o = Concentración de efluente (salida de humedal). (mg/L)
- C^* = Concentración de fondo. (mg/L)

2.10.6.8 Dimensiones de humedal

$$A1 = l \times w \quad (\text{Ecu. 32})$$

$$\frac{l}{w} = R_{l-a} \quad (\text{Ecu. 33})$$

$$w = \sqrt{\frac{A1}{R_{l-a}}} \quad (\text{Ecu. 34})$$

$$At = l * w * N \quad (\text{Ecu. 35})$$

Donde:

- $A1$ = Área humedal unidad. (m²)
- l = longitud humedal unidad. (m)
- w = ancho humedal unidad. (m)
- R_{l-a} = Relación longitud – ancho. (adimensional)
- At = Área total humedales. (m²)
- N = Número de humedales en paralelo. (adimensional)

2.10.6.9 Volumen de humedal

$$V_l = \frac{At}{N} * h \quad (\text{Ecu. 36})$$

$$V_m = \frac{At}{N} * H \quad (\text{Ecu. 37})$$

$$VT_l = At * h \quad (\text{Ecu. 38})$$

$$VT_m = At * H \quad (\text{Ecu. 39})$$

Donde:

- V_l = Volumen saturado (líquido) unidad. (m³)
- V_m = Volumen saturado (medio) unidad. (m³)
- At = Área total humedales. (m²)
- N = Número de humedales en paralelo. (adimensional)

- h = Profundidad para el líquido. (m)
- H = Profundidad para el medio. (m)
- VT_l = Volumen total saturado humedales (líquido). (m³)
- VT_m = Volumen total saturado humedales (medio). (m³)

2.10.6.10 Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

$$\tau = \frac{VT_l * \varepsilon}{Q_{smax}} \quad (\text{Ecu. 40})$$

Donde:

- τ = Tiempo de retención hidráulica nominal. (d)
- VT_l = Volumen total saturado humedales (líquido). (m³)
- Q_{smax} = Caudal de aguas residuales. (m³/d)
- ε = Porosidad (fracción del volumen del humedal ocupado por el agua).

2.10.6.11 Tasa de carga orgánica e hidráulica superficial

$$\frac{Mi}{At} \quad (\text{Ecu. 41})$$

Donde:

- Mi/A = Tasa de carga orgánica superficial. (gr/m²*d)
- Mi = Carga másica afluente (entrada a humedal). (gr/d)
- At = Área total humedales. (m²)

$$q = \frac{Q_{smax}}{At} \quad (\text{Ecu. 42})$$

Donde:

- q = Tasa de carga hidráulica superficial. (mm/d)
- Q_{smax} = Caudal de aguas residuales. (m³/d)
- At = Área total humedales. (m²)

2.10.6.12 Tasa de carga orgánica de la sección transversal por unidad

$$St = w * h \quad (\text{Ecu. 43})$$

$$Mt = \frac{Mi}{N * St} \quad (\text{Ecu. 44})$$

Donde:

- St = Sección transversal. (m^2)
- w = ancho humedal unidad. (m)
- h = Profundidad para el líquido. (m)
- Mt = Tasa de carga orgánica en la sección transversal por unidad. (gr/m^2*d)
- Mi = Carga másica afluyente (entrada a humedal). (gr/d)
- N = Número de humedales en paralelo. (adimensional)

2.11 Parámetros de diseño de filtro anaerobio flujo ascendente (FAFA)

El empleo de filtros anaeróbicos para tratar aguas residuales domésticas se ha enfocado principalmente en mejorar la calidad de los efluentes provenientes de fosas sépticas y reactores UASB. En esta configuración en serie, se detallan a continuación los aspectos clave a tener en cuenta durante el diseño.

2.11.1 Tiempo de retención hidráulica

El tiempo de retención hidráulica hace referencia al tiempo promedio de residencia del líquido dentro del filtro, el cual se calcula mediante la (Ecu. 45).

$$t = \frac{V}{Q_{smax}} \quad (\text{Ecu. 45})$$

Donde:

- t = Tiempo de detención hidráulica. (Horas)
- V = Volumen del filtro anaeróbico. (m^3)
- Q_{smax} = Caudal de aguas residuales. (m^3/d)

El uso de filtros anaerobios rellenos con lecho de piedra para el tratamiento de efluentes de fosas sépticas y reactores UASB demostró su capacidad para generar efluentes que cumplen con estándares de descarga menos exigentes ($DBO \leq 60$ mg/L, $SST \leq 40$ mg/L) cuando operan con tiempos de retención hidráulica que varían de 4 a 10 horas (de Lemos Chernicharo, 2007).

2.11.2 Tasa de carga hidráulica

La tasa de carga hidráulica se refiere al volumen de agua residual aplicado diariamente por unidad de área del medio de empaque del filtro, según se calcula mediante la (Ecu. 46).

$$HLR = \frac{Q_{smax}}{A} \quad (\text{Ecu. 46})$$

Donde:

- HLR = Tasa de carga hidráulica. ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$)
- Q_{smax} = Caudal de aguas residuales. (m^3/d)
- A = Área superficial del medio de cobertura. (m^2)

El Programa Nacional de Investigación en Saneamiento Básico de Brasil (PROSAB), cuando ha utilizado filtros anaeróbicos rellenos con lecho de piedra para el tratamiento de efluentes de fosas sépticas y reactores UASB ha demostrado que son capaces de generar efluentes de alta calidad cuando operan con tasas de carga hidráulica superficial que varían entre 6 y 15 $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (de Lemos Chernicharo, 2007).

2.11.3 Tasa de carga orgánica

La tasa de carga orgánica volumétrica se refiere a la carga de materia orgánica aplicada diariamente por unidad de volumen del filtro o medio de empaque, según se calcula mediante la (Ecu. 47).

$$L_v = \frac{Q_{smax} \cdot S_0}{V} \quad (\text{Ecu. 47})$$

Donde:

- L_v = Tasa de carga orgánica volumétrica. ($\text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$)
- Q_{smax} = Caudal de aguas residuales. (m^3/d)
- S_0 = Concentración de DBO o DQO afluente. (kg/m^3)
- V = Volumen total del filtro o volumen ocupado por el medio de empaque. (m^3)

Según los estudios realizados por PROSAB, indicaron que al operar los filtros anaerobios con tasas de carga orgánica que van desde 0,15 hasta 0,50 $\text{kgDBO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ (para el volumen total del filtro) y de 0,25 a 0,75 $\text{kgDBO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ (para el volumen del

lecho empacado), se puede obtener efluentes de buena calidad (de Lemos Chernicharo, 2007).

2.11.4 Eficiencias de los filtros anaerobios

Las eficiencias de los filtros anaerobios pueden ser estimadas utilizando la relación de rendimiento presentada en la (Ecu. 48). Sin embargo, dado que esta relación es empírica y depende principalmente del tiempo de detención hidráulica y las características del medio de empaque, se deben considerar sus limitaciones. Van Haandel y Lettinga (1994) proponen otras constantes empíricas para la (Ecu. 48), basadas en el ajuste de datos experimentales obtenidos de diversas investigaciones en filtros anaerobios (Ecu. 49) (de Lemos Chernicharo, 2007).

$$E = 100 * (1 - S_k * t^{-m}) \quad (\text{Ecu. 48})$$

Donde:

- E = Eficiencia del filtro anaeróbico. (%)
- t = Tiempo de detención hidráulica. (hora)
- S_k = Coeficiente del sistema
- m = Coeficiente del medio de cobertura

$$E = 100 * (1 - 0.87 * t^{-0.50}) \quad (\text{Ecu. 49})$$

Donde:

- E = Eficiencia del filtro anaeróbico. (%)
- t = Tiempo de detención hidráulica. (hora)
- $0,87$ = Constante empírica (coeficiente del sistema)
- $0,50$ = Constante empírica (coeficiente del medio de relleno)

2.11.5 Estimación de la concentración en el efluente final

Según de Lemos Chernicharo, (2007) en casos donde los filtros anaerobios se emplean como unidades de postratamiento para los efluentes de fosas sépticas y reactores UASB, se esperan eficiencias de eliminación de DBO que oscilan entre el 75% y el

85% para todo el sistema. Basándonos en la eficiencia esperada del sistema, es posible estimar la concentración de DQO o DBO en el efluente final mediante la (Ecu. 50).

$$C_{effl} = S_0 - \frac{E \cdot S_0}{100} \quad (\text{Ecu. 50})$$

Donde:

- C_{effl} = Concentración total de DBO o DQO en el efluente. (mg/L)
- S_0 = Concentración de DBO o DQO total afluente. (mg/L)
- E = Eficiencia de eliminación de DBO o DQO. (%)

2.11.6 Criterios de diseño (FAFA)

La tabla 2.17 nos resume los criterios de diseño que son aplicados al postratamiento de efluentes de FAFA.

Tabla 2.17

Criterios de diseño de filtros anaeróbicos.

Criterios/parámetros de diseño	Rango de valores, en función del caudal		
	Para Promedio	Para Qmáximo diario	Para Qmáximo horario
Medio de embalaje	Piedra	Piedra	Piedra
Altura de la cama de embalaje (m)	0,8 a 3,0	0,8 a 3,0	0,8 a 3,0
Tiempo de retención hidráulica (h)	5 a 10	4 a 8	3 a 6
Tasa de carga hidráulica superficial (m ³ /m ² *d)	6 a 10	8 a 12	10 a 15
Tasa de carga orgánica (kg/m ³ *d)	0,15 a 0,50	0,15 a 0,50	0,15 a 0,50
Carga orgánica en lecho empacado (kg/m ³ *d)	0,25 a 075	0,25 a 075	0,25 a 075

Fuente: (de Lemos Chernicharo, 2007).

2.11.6.1 Caudales

$$Q_{max-d} = Q_{smax} * 1.2 \quad (\text{Ecu. 51})$$

$$Q_{max-h} = Q_{smax} * 1.8 \quad (\text{Ecu. 52})$$

Donde:

- Q_{smax} = Caudal de aguas residuales. (m³/d)
- Q_{max-d} = Caudal afluente máximo diario de aguas residuales. (m³/d)
- Q_{max-h} = Caudal afluente máximo horario de aguas residuales. (m³/d)

2.11.6.2 Carga másica

$$LO_{AF} = Mf * (1 - Eff) \quad (\text{Ecu. 53})$$

Donde:

- LO_{AF} = Carga másica afluyente (entrada a filtro anaerobio). (kg/d)
- Mf = Carga másica afluyente (entrada a fosa). (gr/d)
- Eff = Eficiencia de remoción de Fosa. (%)

2.11.6.3 Área filtro anaerobio

$$A = \frac{V}{Pt} \quad (\text{Ecu. 54})$$

Donde:

- A = Área superficial del medio de cobertura. (m²)
- V = Volumen del filtro anaeróbico. (m³)
- Pt = Profundidad total filtro. (m)

CAPÍTULO 3

DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

3.1 Datos de entrada generales para el diseño

Periodo de diseño. - Para el diseño, se ha establecido un período de diseño de 20 años, tal como se indica en el apartado 2.1 del capítulo 2.

Población de diseño. - Para la estimación de la población en el momento de realizar este diseño, se ha considerado que la comunidad rural X está compuesta por 30 familias, con un promedio de 4 miembros por familia. Esto nos proporciona un total de 120 habitantes para dicha comunidad, según se menciona en el subapartado 2.2.1 del apartado 2.2 del capítulo 2.

Población futura. - De acuerdo con lo mencionado en el subapartado 2.2.2 del apartado 2.2 del capítulo 2. Se ha considerado una tasa de crecimiento del 1.47% para el sector rural, basada en los datos proporcionados por el INEC en el último censo de población y vivienda realizado en 2010. Los valores correspondientes a la población y la tasa de crecimiento según el área se presentan en la tabla 3.1 Al aplicar la ecuación 1, se ha obtenido una proyección de población futura de 161 habitantes para dicha comunidad en un periodo de 20 años.

Tabla 3.1

Población y tasa de crecimiento según área.

Población y tasa de crecimiento según área			
Área	2001	2010	Tasa de crecimiento
Área Urbana	7431355	9090786	2.24%
Área Rural	4725253	5392713	1.47%
Total	12156608	14483499	1.95%

Fuente: (Villacís & Carrillo, 2012).

Coficiente de retorno. – De acuerdo con la información presentada en el apartado 2.3 del capítulo 2, la Tabla 2.2 muestra el nivel de complejidad y la capacidad económica para una población determinada. En este caso, al contar con una población de 161 habitantes que requiere ser atendida, y dado que este valor es menor a 2500, se considera que existe un nivel de complejidad bajo.

Si nos referimos a la Tabla 2.3 para este nivel de complejidad, se recomienda un coeficiente de retorno comprendido entre 0.7 y 0.8. Para el diseño en cuestión, se ha adoptado un valor de 0.8 como coeficiente de retorno.

Dotación. – De acuerdo con la información presentada en el apartado 2.4 del capítulo 2, la Tabla 2.4 establece que el nivel de servicio requerido para sistemas de alcantarillado sanitario es el IIb. A continuación, en la Tabla 2.5 se indica la dotación correspondiente. En este caso, asumiremos que el diseño se llevará a cabo en un clima frío, lo que nos indica que la dotación será de 75 L/Hab*Día.

La Tabla 3.2 muestra los datos generales que se han adoptado para el diseño.

Tabla 3.2

Datos generales que se han adoptado para el diseño.

Parámetro	Símbolo	Diseño	
		Valor	Unidad
Período de diseño	n	20	años
Población servida	P	0	Hab
Coeficiente de retorno	R	0.8	
Dotación o consumo medio diario	D	75	L/Hab*Día

Fuente: Elaboración propia.

Características físicas y químicas (Cargas). – De acuerdo con la tabla 2.6 presentada en el apartado 2.7 del capítulo 2, se han adoptado las siguientes cargas per cápitas para el diseño en general, las cuales se encuentran detalladas en la tabla 3.3.

Tabla 3.3

Cargas per cápitas adoptadas para el diseño.

Parámetro	Símbolo	Carga Per cápita	Unidad
Demanda Bioquímica de Oxígeno	DBO	50	g/Hab*Día
Demanda Química de Oxígeno	DQO	100	g/Hab*Día
Sólidos Suspendedos Totales	SST	60	g/Hab*Día
Nitrógeno Amoniacal	NA	4.5	g/Hab*Día
Fósforo	P	1	g/Hab*Día

Fuente: (von Sperling, 2007).

3.2 Cálculo del caudal de diseño

Factor de mayoración (F). – De acuerdo con la información presentada en el apartado 2.5 del capítulo 2, establece que el factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, se determina mediante la ecuación 2 propuesta por Harmon, utilizando los datos correspondientes. Como resultado de este cálculo, se obtiene lo siguiente.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + 161^{0.5})} = 1.839$$

Caudal de aguas residuales domésticas (Q_d). – De acuerdo con la información presentada en el subapartado 2.6.1 del apartado 2.6 del capítulo 2, establece que, para determinar el caudal de aguas residuales realiza mediante el empleo de la ecuación 4. Al aplicar dicha ecuación con los datos correspondiente, se obtiene el siguiente resultado.

$$Q_d = \frac{75 * 161 * 0.8}{86400} = 0.112 \text{ L/s}$$

Caudal de aguas residuales industriales (Q_i). - El subapartado 2.6.2 del capítulo 2 hace referencia a la estimación del Q_i. Sin embargo, en este diseño en particular, no se tomará en cuenta la contribución del Q_i debido a la ausencia de industrias en las comunidades a las que se destina.

Caudal de aguas residuales comerciales (Q_c). - El subapartado 2.6.3 del capítulo 2 hace referencia a la estimación del Q_c. Sin embargo, en este diseño en particular, no se tomará en cuenta la contribución del Q_c debido a la ausencia de locales comerciales en las comunidades a las que se destina.

Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{inst}). - El subapartado 2.6.4 del capítulo 2 hace referencia a la estimación del Q_{inst}. Sin embargo, en este diseño en particular, no se tomará en cuenta la contribución del Q_{inst} debido a la ausencia de unidades educativas dentro de las comunidades a las que se destina.

Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{md}). – El subapartado 2.6.5 del capítulo 2 indica la forma en la que se determina el Q_{md}, haciendo uso de los datos obtenidos previamente en la ecuación 5, se obtiene el siguiente resultado.

$$Q_{md} = 0.112 + 0 + 0 + 0 = 0.112 \text{ L/s}$$

Caudal máximo horario (Q_{MH}). – En el subapartado 2.6.6 del capítulo 2 se describe el método para determinar el Q_{MH}. Para este cálculo se utiliza el valor de F = 1.839 y Q_{md} = 0.112 L/s, que han sido previamente calculados. Estos valores se introducen en la ecuación 6, y como resultado se obtiene el siguiente valor.

$$Q_{MH} = 1.839 * 0.112 = 0.206 \text{ L/s}$$

Caudal por conexiones ilícitas (Q_{ii}). - En el subapartado 2.6.7 del capítulo 2 se explica el procedimiento utilizado para calcular el valor de Q_{ii} . El enfoque empleado consistió en considerar que Q_{ii} equivale al 5% del Q_{MH} recomendado por el CEPIS. Como resultado, se obtuvo un valor de Q_{ii} igual a 0.0103 L/s.

Caudal por infiltración (Q_{inf}). - En el subapartado 2.6.8 del capítulo 2 se proporcionan las recomendaciones para los valores de Q_{inf} , los cuales varían entre 0.10 L/s y 0.20 L/s dependiendo de si las tuberías se encuentran por encima o por debajo del nivel freático, respectivamente. En este diseño específico, se optó por utilizar un valor de $Q_{inf} = 0.15$ L/s, el cual representa un punto intermedio entre los valores mencionados anteriormente, asumiendo que el diseño estará en un rango entre los niveles especificados.

Caudal de diseño (Q_s). - El apartado 2.6 del capítulo 2, menciona la forma en la que se determina el Q_s , mediante la ecuación 3. Al reemplazar los datos previamente obtenidos en dicha ecuación, se obtiene el siguiente resultado.

$$Q_s = 0.2060 + 0.15 + 0.0103 = 0.3663 \text{ L/s}$$

3.3 Concentración en el agua cruda

Para determinar las concentraciones en el agua cruda, se consideran los valores previamente adoptados de cargas per cápita. A partir de estos valores, se calcula la carga total multiplicando la carga per cápita correspondiente por la población servida (P) y por 1000 para obtenerlo en mg/día. Luego, para obtener la concentración, se multiplica la carga total por el Q_s y por 86400 para obtenerlo en mg/L. La Tabla 3.4 muestra los resultados correspondientes a la carga per cápita adoptada, carga total y la concentración correspondiente para cada parámetro a evaluarse en el diseño.

Tabla 3.4

Carga per cápita adoptada, carga total y concentración correspondiente para cada parámetro a evaluarse en el diseño.

Parámetro	Carga per cápita (g/Hab.Día)	Diseño	
		Carga total (mg/d)	Concentración (mg/L)
DBO	50.00	8050000	254.36
DQO	100.00	16100000	508.72
Solidos Suspendidos Totales	60.00	9660000	305.23
Nitrógeno Amoniacal	4.50	724500	22.89

Fósforo	1.00	161000	5.09
---------	------	--------	------

Fuente: Elaboración propia.

3.4 Diseño Fosa Séptica

Se proporciona la Tabla 3.5 con los parámetros necesarios para iniciar el diseño de la fosa séptica. A partir de ahora, el término "Qs" se referirá al caudal máximo de diseño (Qsmax), que se expresa en L/Día. Para hacerlo de esta forma, se multiplica por 86400.

Tabla 3.5

Parámetros necesarios para iniciar el diseño de la fosa séptica.

Parámetro	Símbolo	Diseño	
		Valor	Unidad
Población servida	P	161	Hab
Caudal máximo diseño	Qsmax	31648.32	L/Día
Producción de aguas residuales por persona	Q	196.57	L/Hab*Día

Fuente: Elaboración propia.

Periodo de retención hidráulica (PR). – El subapartado 2.8.1 del capítulo 2 establece que para obtener el Pr se utiliza la ecuación 9 o 11, en la cual se reemplazan los datos previamente obtenidos y presentados en la Tabla 3.5. Como resultado de este cálculo, se obtiene el siguiente valor.

$$Pr = 1.5 - 0.3 \log(31648.32) = 0.15 \text{ Días}$$

Asimismo, se establece que el PR calculado debe ser igual o superior a 0.25 días, según las recomendaciones del CEPIS. En los casos en los que el valor obtenido sea menor, se utilizará el valor mencionado anteriormente. En este caso, dado que el valor de PR es 0.15, que es menor que 0.25, se tomará finalmente un valor de 0.25 días para el diseño.

$$Pr_{adoptado} = 0.25 \text{ Días}$$

Volumen de sedimentación (Vs). – El subapartado 2.8.2 de capítulo 2 establece que para obtener el Vs se utiliza la ecuación 12 o 13, en la cual se reemplazan los datos previamente obtenidos. Como resultado de este cálculo, se obtiene el siguiente valor.

$$Vs = 10^{-3} * (31648.32) * 0.25 = 7.91 \text{ m}^3$$

Volumen de digestión y almacenamiento de lodos (Vd). – El subapartado 2.8.3 del capítulo 2 establece que para obtener el Vd se utiliza la ecuación 14, para lo cual se ha

adoptado un intervalo de limpieza o retiro de lodo (N) de 3 años. Partiendo de ello y con los datos previamente obtenidos. Como resultado de este cálculo, se obtiene el siguiente valor.

$$Vd = 70 * 10^{-3} * 161 * 3 = 33.81 m^3$$

Volumen de natas (Ve). – El subapartado 2.8.4 del capítulo 2 considera un valor mínimo de $0.7 m^3$ para el Ve, para el presente diseño se considera que el $Ve = 0.7 m^3$.

Volumen útil calculado (Vu_c). – En el subapartado 2.8.5 del capítulo 2 se describe cómo se calcula el valor del Vu_c. Este valor se obtiene al sumar Vs, Vd y Ve, utilizando la ecuación 15 se llega al siguiente resultado.

$$Vu_c = 7.91 + 33.81 + 0.7 = 42.42 m^3$$

Profundidad útil impuesta (h_i). – En el subapartado 2.8.6 del capítulo 2, se presenta la Tabla 2.7 que muestra los límites mínimos y máximos de profundidad recomendados para una fosa séptica. Para el diseño, se establece un valor de 1.8 m como referencia, el cual se utilizará como punto de partida para determinar las dimensiones reales de la fosa séptica.

Área superficial requerida calculada (A_c). – En el subapartado 2.8.7 del capítulo 2, se indica que la ecuación 16 se emplea para calcular el valor A_c. Esta fórmula requiere los valores previamente calculados de Vu_c y h_i. Al utilizar estos valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$A_c = \frac{42.42}{1.8} = 23.57 m^2$$

Profundidad máxima de espuma sumergida (He). – En el subapartado 2.8.9 del capítulo 2, se indica que la ecuación 17 se emplea para calcular el valor de He. Esta fórmula requiere de A_c previamente calculado. Al reemplazar valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$He = \frac{0.7}{23.57} = 0.03 m$$

Profundidad libre de espuma sumergida (He₁). – En el subapartado 2.8.10 del capítulo 2 se encuentra la ecuación 18, la cual establece que el valor de He₁ debe ser

mayor o igual a 0.10 m. En el diseño en cuestión, se decide adoptar un valor de $He_1 = 0.10$ m.

Profundidad mínima requerida para la sedimentación (Hs). – En el subapartado 2.8.11 del capítulo 2, se indica que la ecuación 19 se emplea para calcular el valor de Hs. Esta fórmula requiere de A_c y V_s previamente calculados. Al reemplazar valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$Hs = \frac{7.91}{23.57} = 0.34 \text{ m}$$

Profundidad de almacenamiento de lodos (Hd). – En el subapartado 2.8.12 del capítulo 2, se indica que la ecuación 20 se emplea para calcular el valor de Hd. Esta fórmula requiere de A_c y V_d previamente calculados. Al reemplazar valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$Hd = \frac{33.81}{23.57} = 1.43 \text{ m}$$

Profundidad neta útil (hn). – En el subapartado 2.8.13 del capítulo 2, se indica que la ecuación 21 se emplea para calcular el valor de hn. Esta fórmula requiere de He , He_1 , Hs y Hd previamente calculados. Al reemplazar valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$hn = 0.03 + 0.1 + 0.34 + 1.43 = 1.90 \text{ m}$$

Por lo tanto, la fosa séptica tendrá una altura o profundidad neta real de 1.90 m, medida desde el fondo hasta el nivel del agua. Se tiene en cuenta que la profundidad neta tiene otro valor por ello es necesario realizar un nuevo cálculo para obtener volumen útil real (V_{ur}), en base a la relación largo/ ancho que se adoptara más adelante junto con hn que ya ha sido definido.

Dimensiones y medidas complementarias recomendadas. – En el subapartado 2.8.14 del capítulo 2 se muestra la tabla 2.8, donde se detallan las dimensiones y medidas complementarias recomendadas para una fosa séptica. Basándonos en esa información, se presenta la Tabla 3.6, que incluye las dimensiones complementarias finales de diseño para la fosa séptica.

Tabla 3.6

Dimensiones complementarias de diseño para la fosa séptica.

Descripción	Símbolo	Diseño	
		Valor	Unidad
Relación largo/ancho utilizada ($2 \leq L/b \leq 4$)	L/b	3	
Altura o profundidad útil adoptado real (del fondo hasta el nivel del agua)	h	1.9	m
Ancho	a	2.8	m
Largo	L	8.4	m
Volumen útil total real	Vur	44.69	m ³
Área requerida real	Ar	23.52	m ²
Sobredimensionamiento	S	5.35%	
Volumen de la primera cámara	Vc1	29.79	m ³
Volumen de la segunda cámara	Vc2	14.90	m ³
Longitud de la primera cámara	Lc1	5.60	m ³
Longitud de la segunda cámara	Lc2	2.80	m
Orificio para el paso entre cámaras (borde inferior) para limpieza superior a 3 años	O	1.27	m
Área de la sección transversal del orificio (10%)	Ao	0.53	m ²
altura (a) de la sección transversal del orificio	ao	0.50	m
base (b) de la sección transversal del orificio	bo	1.06	m
Altura libre (Separación entre el nivel superior de natas y la superficie inferior de la losa)	hs	0.30	m
Pendiente de fondo de la fosa séptica	m	2.00%	
El nivel de tubería de salida del tanque séptico deberá estar situado a 0.05 m por debajo de la tubería de entrada			
El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 100 mm (4") y 75 mm (3") respectivamente			

Fuente: Elaboración propia.

Calidad del agua a la salida de la fosa séptica. – La tabla 3.4 proporciona información sobre la concentración de diferentes parámetros en el agua cruda, que representa el valor del afluente que ingresa a la fosa séptica. Sobre este valor, se ha establecido una eficiencia de remoción específica para cada parámetro, que determina la calidad del agua que sale de la fosa séptica. La Tabla 3.7 detalla la eficiencia de remoción correspondiente a cada parámetro, así como los valores de afluente y efluente de la fosa séptica.

Tabla 3.7

Eficiencia de remoción, valor de afluente y efluente de la fosa séptica.

Parámetros	Símbolo	Eficiencia de remoción	Diseño	
			Valor afluente (mg/L)	Valor efluente (mg/L)
Demanda Bioquímica de Oxígeno	DBO	40%	254.36	152.62
Demanda Química de Oxígeno	DQO	40%	508.72	305.23
Sólidos Suspendidos Totales	SST	60%	305.23	122.09

Nitrógeno Amoniacal	NA	0%	22.89	22.89
Fósforo	P	15%	5.09	4.33
Coliformes Fecales	CF	0%	0	0

Fuente: Elaboración propia.

NOTA: Los planos de la fosa séptica tipo se encuentran en el (ANEXO 2).

3.5 Diseño de lecho de secado

Carga de sólidos que ingresan a la fosa (C). - En el subapartado 2.9.1 del capítulo 2, se indica que la ecuación 22 se emplea para calcular el valor de C. Esta fórmula requiere de P previamente calculado y CpSST previamente definido. Al reemplazar valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$C = \frac{161 \cdot 60}{1000} = 9.66 \text{ KgSST/Día}$$

Masa de sólidos que conforman los lodos (Msd). - En el subapartado 2.9.2 del capítulo 2, se indica que la ecuación 23 se emplea para calcular el valor de Msd. Esta fórmula requiere de C previamente calculado. Al reemplazar valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * 9.66) + (0.5 * 0.3 * 9.66) = 3.14 \text{ KgSST/Día}$$

Volumen diario de lodos digeridos (Vld). - En el subapartado 2.9.3 del capítulo 2, se indica que la ecuación 24 se emplea para calcular el valor de Vld. Esta fórmula necesita de una densidad de lodos (plodo) de 1.04 Kg/L y un porcentaje de sólidos presentes en el lodo que puede variar entre el 8% y el 12%. Para el diseño, se ha optado por un porcentaje de sólidos del 8% y se ha utilizado el valor previamente calculado de Msd. Al sustituir los valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$Vld = \frac{3.14}{1.04 * \left(\frac{8\%}{100}\right)} = 37.74 \text{ L/Día}$$

Volumen de lodos a extraerse de la fosa (Vel). - En el subapartado 2.9.4 del capítulo 2, se indica que la ecuación 25 se emplea para calcular el valor de Vel. Esta fórmula necesita de un tiempo de digestión (Td) que para el diseño se ha optado por un Td = 125 días y el valor previamente calculado de Vld. Al sustituir los valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$Vel = \frac{37.74 * 125}{1000} = 4.72 \text{ m}^3$$

Volumen real a extraerse (Vr). - En el subapartado 2.9.5 del capítulo 2, se indica que la ecuación 26 se emplea para calcular el valor de Vr. Esta fórmula necesita de Vel previamente calculado. Al sustituir el valor, se obtiene el siguiente resultado.

$$Vr = 0.9 * 4.72 = 4.25 \text{ m}^3$$

Área del lecho de secado (Als). - En el subapartado 2.9.6 del capítulo 2, se indica que la ecuación 27 se emplea para calcular el valor de Vr. Esta fórmula necesita de una profundidad de aplicación (Ha) que varía entre 0.20 a 0.40 m, para el diseño se adoptó un Ha = 0.30 m y el valor previamente calculado de Vel. Al sustituir los valores, se obtiene el siguiente resultado.

$$Als = \frac{4.72}{0.30} = 15.73 \text{ m}^2$$

La Tabla 3.8 muestra los resultados correspondientes al diseño del lecho de secado incluyendo su geometría.

Tabla 3.8

Diseño y geometría del lecho de secado.

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Carga de sólidos que ingresan a la fosa	C	9.66	KgSST/ Día
Masa de sólidos que conforman los lodos	Msd	3.14	KgSST/ Día
Volumen diario de lodos digeridos	Vld	37.74	L/Día
Volumen de lodos a extraerse de la fosa	Vel	4.72	m ³
Volumen real a extraerse	Vr	4.25	m ³
Área del lecho de secado	Als	15.75	m ²
Ancho del lecho de secado	als	3.50	m
Largo del lecho de secado	Lls	4.50	m

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con el área de lecho de secado previamente establecido, se recomienda utilizar dos lechos de secado en el diseño actual. A continuación, se presenta la Tabla 3.9, la cual proporciona las dimensiones necesarias para cada lecho de secado a fin de gestionar los lodos generados en la fosa séptica de manera efectiva.

Tabla 3.9

Geometría de cada lecho de secado.

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Área de cada lecho de secado	Als	7.875	m ²
Ancho de cada lecho de secado	als	1.75	m

Largo de cada lecho de secado	Lls	4.50	m
-------------------------------	-----	------	---

Fuente: Elaboración propia.

NOTA: Los planos del lecho de secado tipo se encuentran en el (ANEXO 3).

3.6 Diseño de humedal de flujo subsuperficial horizontal (HFSSH)

Para el diseño de HFSSH se va aplicar el método hidráulico P-k-C*, el cual se ha descrito anteriormente. Donde se tiene que calcular el área para los parámetros de diseño de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Nitrógeno Amoniacal (NA). Una vez obtenido las áreas, se escoge la mayor, luego se calculará las dimensiones del humedal y se comprueba si se encuentra dentro de los parámetros de diseño.

Resumen de los datos generales, así mismo, de las aguas residuales provenientes de la fosa séptica.

Numero habitantes = 161 Hab.

$$C = 75 \text{ L/Hab} \cdot \text{Día}$$

$$R = 0.8$$

$$Q_{smax} = 31.65 \text{ m}^3/\text{d}$$

Donde:

- C = Dotación Agua. (L/Hab*día)
- R = Coeficiente de retorno. (adimensional)
- Q_{smax} = Caudal de aguas residuales. (m³/d)

Paso 1. Selección de la tasa k

Definir el valor apropiado para K_A :

El valor de k_A para el tratamiento de efluentes primarios es 25 m/año y 11.4 m/año para los parámetros de DBO y NA respectivamente (Tabla 2.10).

Paso 2. Verifique los parámetros de entrada y conversión de unidades. Calcule el área mínima requerida.

El caudal de diseño anual es (Ecu. 28):

$$Qa = 31.65 \frac{m^3}{d} * 365 \text{ días} = 11550.58 m^3/\text{año}$$

DBO:

$$P = 3 \text{ (Tabla 2.12)}$$

$$K_A = 25 m/\text{año}$$

$$C_i = 152.62 mg/L \text{ (calculado previamente – salida de fosa)}$$

$$C_o = 100 mg/L \text{ (Tabla 2.16)}$$

$$C^* = 10 mg/L \text{ (Tabla 2.11)}$$

$$A_{DBO} = \frac{3 * 11550.8}{25} \left(\left(\frac{152.62 - 10}{100 - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right) = 229.89 m^2 \quad (\text{Ecu. 31})$$

Eficiencia de remoción de Fosa = 40 %

$$M_i = \frac{8050000 mg/d}{1000} * (1 - 0.4) = 4830 gr/d \quad (\text{Ecu. 29})$$

NA:

$$P = 6 \text{ (Tabla 2.12)}$$

$$K_A = 11.4 m/\text{año}$$

$$C_i = 22.89 mg/L \text{ (calculado previamente – salida de fosa)}$$

$C_o = 20 mg/L$ (En la Tabla 2.16, la salida es de 30 mg/L, pero este valor no puede ser mayor al valor de entrada C_i , por lo tanto, se escogerá uno menor de 20 mg/L)

$$C^* = 0 mg/L \text{ (Tabla 2.11)}$$

$$A_{NA} = \frac{6 * 11550.8}{11.4} \left(\left(\frac{22.89 - 0}{20 - 0} \right)^{\frac{1}{6}} - 1 \right) = 138.30 m^2 \quad (\text{Ecu. 31})$$

Eficiencia de remoción de Fosa = 0 %

$$M_i = \frac{724500 mg/d}{1000} * (1 - 0) = 724.5 gr/d \quad (\text{Ecu. 29})$$

En base al valor de las áreas es escoge la mayor, $A_{DBO} = 229.89 m^2$. Así mismo se utiliza los criterios de diseño de DBO para continuar con el cálculo.

Paso 3. Seleccionar las dimensiones del humedal

Para brindar la flexibilidad operacional, se adoptará dos humedales en paralelo. De aquí, el área de cada unidad será:

$$N = 2$$

$$A1 = \frac{229.89 \text{ m}^2}{2} = 114.95 \text{ m}^2$$

La relación longitud-ancho será 2:1

$$w = \sqrt{\frac{114.95}{2}} = 7.58 \text{ m} \quad (\text{Ecu. 34})$$

$$l = 2 * 7.58 = 15.16 \text{ m} \quad (\text{Ecu. 33})$$

Optando valores constructivos $w=8 \text{ m}$ y $l=15.50 \text{ m}$. Como resultado tendremos un área total de:

$$At = 15.50 * 8 * 2 = 248 \text{ m}^2 \quad (\text{Ecu. 35})$$

Este valor de 248 m^2 , para una población de 161 habitantes corresponde a un requerimiento neto per cápita de área de $248/161 = 1.54 \text{ m}^2/\text{Hab}$.

La profundidad para el líquido y medio será adoptada como $h=0.6 \text{ m}$ y $H=0.7 \text{ m}$ respectivamente (Tabla 2.14).

Con estas dimensiones, el volumen saturado (líquido y medio) por unidad será:

$$V_l = \frac{248}{2} * 0.6 \text{ m} = 74.4 \text{ m}^3 \quad (\text{Ecu. 36})$$

$$V_m = \frac{248}{2} * 0.7 \text{ m} = 86.8 \text{ m}^3 \quad (\text{Ecu. 37})$$

El volumen saturado total (líquido y medio) será:

$$VT_l = 248 * 0.6 = 148.8 \text{ m}^3 \quad (\text{Ecu. 38})$$

$$VT_m = 248 * 0.7 = 173.6 \text{ m}^3 \quad (\text{Ecu. 39})$$

El volumen total del lecho del medio es mucho más grande que el del líquido, ya que el nivel del agua está 0.10 m por debajo de la altura total del lecho.

Paso 4. Verificación del TRH y de la tasa de carga superficial

Asumiendo una porosidad de $\varepsilon = 0,40$ (Tabla 2.15) y el tiempo de retención hidráulica será:

$$\tau = \frac{148.8 \text{ m}^3 \cdot 0.40}{31.65 \text{ m}^3/\text{d}} = 1.88 \text{ Días} \quad (\text{Ecu. 40})$$

La resultante tasa de carga hidráulica superficial q será:

$$q = \frac{31.65 \text{ m}^3/\text{d}}{248 \text{ m}^2} * 1000 = 127.60 \text{ mm/d} \quad (\text{Ecu. 42})$$

La tasa de carga orgánica superficial será:

$$\frac{4830 \text{ gr/d}}{248 \text{ m}^2} = 19.48 \frac{\text{gr}}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} \quad (\text{Ecu. 41})$$

Paso 5. Verificación de la tasa de carga orgánica de la sección transversal

$$St = 8 \text{ m} * 0.6 \text{ m} = 4.8 \text{ m}^2 \quad (\text{Ecu. 43})$$

$$Mt = \frac{4830 \text{ gr/d}}{2 * 4.8 \text{ m}^2} = 503.13 \frac{\text{gr}}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} \quad (\text{Ecu. 44})$$

Resumiendo, según la (Tabla 2.13) se pueden observar que los valores de carga están fuera de los límites permisibles. En la Tabla 3.10 se puede divisar los resultados.

Tabla 3.10

Resultados y verificación de límites permisibles para criterio de diseño de humedal.

Criterio	Unidad	V. Calculado	Límites
Tasa de carga hidráulica superficial	mm/d	127.60	20 - 40
Tasa de carga orgánica superficial	gr/m ² *d	19.48	4 - 8
Tasa de carga orgánica en la sección transversal	gr/m ² *d	503.13	< 250

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de carga no cumplen, debido que la concentración de salida (C_o) son demasiado conservadores, por lo tanto, las áreas son pequeñas.

Dado esto, se calculará con concentraciones de salida 35 mg/L y 11 mg/L para DBO y NA respectivamente. Volvemos a calcular.

Paso 1. Selección de la tasa k

Definir el valor apropiado para K_A : (mismos valores)

Paso 2. Verifique los parámetros de entrada y conversión de unidades, Calcule el área mínima requerida.

$$Qa = 11550.58 \text{ m}^3/\text{año}$$

DBO:

$$P = 3 ; K_A = 25 \text{ m/año} ; C_i = 152.62 \text{ mg/L} ; C^* = 10 \text{ mg/L}$$

$$C_o = 35 \text{ mg/L (Tabla 2.16)}$$

$$A_{DBO} = \frac{3 * 11550.8}{25} \left(\left(\frac{152.62 - 10}{35 - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right) = 1090.58 \text{ m}^2$$

$$M_i = 4830 \text{ gr/d}$$

NA:

$$P = 6 ; K_A = 11.4 \text{ m/año} ; C_i = 22.89 \text{ mg/L} ; C^* = 0 \text{ mg/L}$$

$$C_o = 11 \text{ mg/L (Tabla 2.16)}$$

$$A_{NA} = \frac{6 * 11550.8}{11.4} \left(\left(\frac{22.89 - 0}{11 - 0} \right)^{\frac{1}{6}} - 1 \right) = 789.73 \text{ m}^2$$

$$M_i = 724.50 \text{ gr/d}$$

En base al valor de las áreas es escoge la mayor, $A_{DBO} = 1090.58 \text{ m}^2$. Así mismo se utiliza los criterios de diseño de DBO para continuar con el cálculo.

Paso 3. Seleccionar las dimensiones del humedal

Para brindar la flexibilidad operacional, se adoptará dos humedales en paralelo. De aquí, el área de cada unidad será:

$$N = 2$$

$$A_1 = \frac{1090.58 \text{ m}^2}{2} = 545.29 \text{ m}^2$$

La relación longitud-ancho será 2:1

$$w = \sqrt{\frac{545.29}{2}} = 16.51 \text{ m} \quad (\text{Ecu. 34})$$

$$l = 2 * 16.51 = 33.02 \text{ m} \quad (\text{Ecu. 33})$$

Optando valores constructivos $w=17\text{ m}$ y $l=33.50\text{ m}$. Como resultado tendremos un área total de:

$$A_t = 33.50 * 17 * 2 = 1139\text{ m}^2 \quad (\text{Ecu. 35})$$

Este valor de 1139 m^2 , para una población de 161 habitantes corresponde a un requerimiento neto per cápita de área de $1139/161 = 7.07\text{ m}^2 / \text{Hab.}$

$$h = 0.6\text{ m}$$

$$H = 0.7\text{ m}$$

El volumen saturado (líquido y medio) por unidad será:

$$V_l = \frac{1139}{2} * 0.6\text{ m} = 341.7\text{ m}^3 \quad (\text{Ecu. 36})$$

$$V_m = \frac{1139}{2} * 0.7\text{ m} = 398.65\text{ m}^3 \quad (\text{Ecu. 37})$$

El volumen saturado total (líquido y medio) será:

$$VT_l = 1139 * 0.6 = 683.40\text{ m}^3 \quad (\text{Ecu. 38})$$

$$VT_m = 1139 * 0.7 = 797.30\text{ m}^3 \quad (\text{Ecu. 39})$$

El volumen total del lecho del medio es mucho más grande que el del líquido, ya que el nivel del agua está 0.10 m por debajo de la altura total del lecho.

Paso 4. Verificación del TRH y de la tasa de carga superficial

Asumiendo una porosidad de $\varepsilon = 0,40$ (Tabla 2.15) y el tiempo de retención hidráulica será:

$$\tau = \frac{683.40\text{ m}^3 * 0.40}{31.65\text{ m}^3/\text{d}} = 8.64\text{ Días} \quad (\text{Ecu. 40})$$

La resultante tasa de carga hidráulica superficial q será:

$$q = \frac{31.65\text{ m}^3/\text{d}}{1139\text{ m}^2} * 1000 = 27.78\text{ mm}/\text{d} \quad (\text{Ecu. 42})$$

La tasa de carga orgánica superficial será:

$$\frac{4830\text{ gr}/\text{d}}{1139\text{ m}^2} = 4.24\frac{\text{gr}}{\text{m}^2 * \text{d}} \quad (\text{Ecu. 41})$$

Paso 5. Verificación de la tasa de carga orgánica de la sección transversal

$$St = 17 \text{ m} * 0.6 \text{ m} = 10.2 \text{ m}^2 \quad (\text{Ecu. 43})$$

$$Mt = \frac{4830 \text{ gr/d}}{2 * 10.2 \text{ m}^2} = 236.76 \frac{\text{gr}}{\text{m}^2 * \text{d}} \quad (\text{Ecu. 44})$$

Se pueden observar que los valores de carga ya se encuentran dentro de los límites permisibles según (Tabla 2.13). En la Tabla 3.11 se puede divisar los resultados.

Tabla 3.11

Resultados y verificación de límites permisibles para criterio de diseño de humedal.

Criterio	Unidad	V. Calculado	Límites
Tasa de carga hidráulica superficial	mm/d	27.78	20 - 40
Tasa de carga orgánica superficial	gr/m ² *d	4.24	4 - 8
Tasa de carga orgánica en la sección transversal	gr/m ² *d	236.76	< 250

Fuente: Elaboración propia.

Paso 6. Especificaciones de otras dimensiones y detalles en las unidades de humedal.

En la zona de entrada y salida del humedal se debe amortiguar con piedra más grande para una mejor distribución del afluente y efluente. Los valores recomendables deben estar en un rango de 0.5 y 1.0 m lo longitud. El tamaño de piedra para la entrada y salida puede estar entre 10 y 20 cm (Dotro et al., 2017).

El tamaño de grano en el medio filtrante (granulometría) nos podemos basar en la (Tabla 2.15), lo cual para este caso se adoptaría: tamaño efectivo 32 mm.

La vegetación quedaría a criterio del constructor en base a las características de las especies según la (Tabla 1.5). En este caso vamos a utilizar plantas totora, teniendo en cuenta que se puede sembrar cuatro plantas por metro cuadrado aproximadamente.

Es necesario que las medidas de excavación sean lo suficientemente amplias como para contener tanto el lecho como el borde que se encuentra por encima del lecho. En este caso, se ha elegido una medida de 0,3 metros. Por lo tanto, la profundidad total de excavación será de 1 metro, de los cuales 0,7 metros corresponden al lecho (0,6 metros saturados y 0,1 metros no saturados) y 0,3 metros corresponden al borde libre.

Las dimensiones estimadas son aplicables a las secciones rectangulares a lo largo y a lo ancho. Para facilitar la construcción, las celdas de los humedales pueden construirse con taludes inclinados, compactados con suelo de alta calidad. En este caso las unidades cuentan con taludes inclinados, las dimensiones mencionadas previamente

se refieren a 0.35 m del fondo del lecho (a la mitad del lecho filtrante). Se adoptó una pendiente del 1% la misma que facilitará al vaciado del lecho.

Para la impermeabilización de las unidades se utilizará geomembrana, cubriendo toda el área hasta una altura máxima de 0.10 m por debajo del total de la excavación, con alerones de 0.40 m, para ser cubiertos por la capa de suelo de 0.10 m restante. Se compacta alrededor del humedal para mantener firme la geomembrana.

En la (Tabla 3.12) se muestra los resultados del diseño y geometría de las unidades de humedales.

Tabla 3.12

Diseño y geometría del humedal.

Criterio	Unidad	Resultado
Etapas de Tratamiento	-	Secundario
Número de humedales en paralelo	-	2
Ancho - Unidad	m	17
Longitud - Unidad	m	33,5
Área - Unidad	m ²	569,5
Área total humedales	m ²	1139
Profundidad para el líquido	m	0,6
Profundidad para el medio	m	0,7
Volumen Total - fase líquida	m ³	683,40
Volumen Total - del medio	m ³	797,30
Relación longitud – ancho	-	2: 1

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 3.13 se presenta las ventajas y desventajas de humedales de flujo subsuperficial horizontal.

Tabla 3.13

Ventajas y Desventajas de HFSS.

Ventajas	Desventajas
- Alta reducción de DBO y sólidos suspendidos, eliminación media de patógenos.	- Requiere un terreno grande.
- No tiene los problemas de mosquitos que existen en el humedal de flujo superficial.	- Poca remoción de nutrientes.
- No requiere energía eléctrica.	- Riesgo de obstrucciones, si el tratamiento primario no funciona bien.
- Bajos costos de operación.	- Periodo inicial largo antes de trabajar a capacidad plena.
	- Requiere experiencia en diseño y construcción.

Fuente: (Reuter et al., 2022).

NOTA: Los planos del Humedal de flujo subsuperficial horizontal tipo se encuentran en el (ANEXO 4 y 5).

3.7 Diseño de filtro anaerobio ascendente (FAFA)

Diseño de un filtro anaerobio para el postratamiento de efluentes generados por una fosa séptica con los siguientes datos de entrada.

Datos de entrada fosa:

Numero habitantes = 161 Hab

$C = 75 \text{ L/Hab} \cdot \text{Día}$

$R = 0.8$

$Q_{\text{max}} = 31.65 \text{ m}^3/\text{d}$

Carga per cápita = 50 gr/Hab·Día

Donde:

- C = Dotación Agua. (L/Hab·día)
- R = Coeficiente de retorno. (adimensional)

Datos de entrada Filtro anaerobio

Eficiencia de remoción de Fosa = 40 %

$S_0 = 152.62 \text{ mg/L}$ (calculado previamente – salida de fosa)

Caudal Máximo Diario y Horario

$$Q_{\text{max-d}} = 31.65 * 1.2 = 37.97 \text{ m}^3/\text{d}. \quad (\text{Ecu. 51})$$

$$Q_{\text{max-h}} = 31.65 * 1.8 = 56.96 \text{ m}^3/\text{d}. \quad (\text{Ecu. 52})$$

Carga másica

$$LO_{AF} = \frac{8050000 \text{ mg/d}}{1000000} * (1 - 0.4) = 4,83 \text{ kg/d} \quad (\text{Ecu. 53})$$

Adopción de un tiempo de detención hidráulica (t)

De acuerdo con la Tabla 2.17, los filtros anaerobios deben diseñarse con HDT entre 3 y 10 horas. Valor adoptado: $t = 8$ horas (para caudal medio).

Cálculo del volumen del filtro

$$V = \frac{31.65 \frac{m^3}{d}}{24} * 8 h = 10.55 m^3 \quad (\text{Ecu. 45})$$

Adopte la profundidad para el lecho empacado y para el filtro

De acuerdo con la Tabla 2.17, los filtros anaerobios deben diseñarse con alturas de lecho empacado entre 0,80 y 3,00 m. También se debe definir la altura del compartimiento inferior (h_2) y la profundidad libre hasta el canal de recolección de efluentes (h_3).

Valor adoptado para el lecho empacado: $h_1 = 1.50$ m.

Valores adoptados: $h_2 = 0,30$ m y $h_3 = 0,30$ m.

La profundidad total: $P_t = h_1 + h_2 + h_3 = 1.5 + 0.3 + 0.3 = 2.10$ m.

Determinación de las dimensiones del filtro (sección cuadrada)

$$A = \frac{10.55 m^3}{2.1 m} = 5.02 m^2 \quad (\text{Ecu. 54})$$

Lado:

$$l = \sqrt{A} = \sqrt{5.02 m^2} = 2.24 m$$

Valores Constructivos:

$$\text{Lado} = 2.5 m$$

$$A = 2.5 m * 2.5 m = 6.25 m^2$$

Cálculo del volumen del lecho empacado

$$V_{pb} = A * h_1 = 6.25 m^2 * 1.5 m = 9.38 m^3$$

Verificación de la tasa de carga hidráulica (HLR)

Según (Ecu. 46) se va a verificar para caudal medio:

$$HLR_1 = \frac{31.65 m^3/d}{6.25 m^2} = 5.06 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Para caudal máximo diario:

$$HLR2 = \frac{37.97 \text{ m}^3/d}{6.25 \text{ m}^2} = 6.08 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * d}$$

Para caudal máximo horario:

$$HLR3 = \frac{56.96 \text{ m}^3/d}{6.25 \text{ m}^2} = 9.11 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * d}$$

De acuerdo a la Tabla 2.17, las tres tasas de carga hidráulica están por debajo de los rangos permisibles, como se presenta en la tabla 3.14. En este caso no habría problema ya que no existe mucha diferencia entre dichos valores.

Tabla 3.14

Comprobación tasa de carga hidráulica.

	Tasa de Carga Hidráulica (m ³ /m ² *d)	
	Rango Permissible	Valor Calculado
Caudal Medio	6 - 10	5.06
Caudal Máximo diario	8 - 12	6.08
Caudal Máximo horario	10 - 15	9.11

Fuente: Elaboración propia.

Verificación de la tasa de carga orgánica promedio (Ecu. 47)

Para filtro anaerobio:

$$L_{v1} = \frac{31.65 \frac{\text{m}^3}{d} * 152.62 \text{ mg/L}}{10.55 \text{ m}^3 * 1000} = 0.46 \frac{\text{kg DBO}}{\text{m}^2 * d}$$

Para lecho empacado:

$$L_{v2} = \frac{31.65 \frac{\text{m}^3}{d} * 152.62 \text{ mg/L}}{9.38 \text{ m}^3 * 1000} = 0.52 \frac{\text{kg DBO}}{\text{m}^2 * d}$$

De acuerdo a la Tabla 2.17, las tasas de carga orgánica se encuentran dentro de los rangos permisibles. Ver tabla 3.15.

Tabla 3.15

Comprobación tasa de carga orgánica para caudal medio.

	Tasa de Carga Orgánica (kg/m ³ *d)	
	Rango Permissible	Valor Calculado
Filtro Anaerobio	0.15 – 0.50	0.46
Medio Empacado	0.25 – 0.75	0.52

Fuente: Elaboración propia.

Estimación de la eficiencia del filtro anaeróbico (E)

$$E = 100 * (1 - 0.87 * 8^{-0.50}) = 69.24 \% \quad (\text{Ecu. 49})$$

Estimación de la concentración de DBO en el efluente final

$$C_{effl} = 152.62 \frac{mg}{L} - \frac{69.24 \% * 152.62 \frac{mg}{L}}{100} = 46.94 \text{ mg/L} \quad (\text{Ecu. 50})$$

Especificaciones y detalles del filtro

El tamaño de grano en el medio de soporte (granulometría) para este caso se adoptaría: tamaño efectivo 4 cm.

Las medidas de excavación debe ser la profundidad total filtro 2.60 m, exceptuando el borde libre, para este caso se ha elegido una medida de 0.30 m. Por lo tanto, la profundidad total de excavación será de 2.30 m, de los cuales 1.5 m corresponden al lecho filtrante. La altura libre hasta el canal de recolección de efluente y la altura de compartimiento inferior es de 0.30 m, la misma que va apilado cuatro ladrillos (7x13x26 cm) por hilera, con separación entre sí de 15 cm.

En la parte inferior se coloca tubería PVC (110 mm) perforada tipo flauta para la entrada del afluente al filtro.

Las dimensiones estimadas son aplicables para una sección cuadrada, la misma que será construida de hormigón armado con un espesor de pared de 20cm.

En la (Tabla 3.16) se muestra los resultados del diseño y geometría del filtro anaerobio.

Tabla 3.16

Diseño y geometría de filtro anaerobio.

Criterio	Unidad	Resultado
Etapa de Tratamiento	-	Secundario
Profundidad lecho empacado	m	1.50
Profundidad compartimiento inferior	m	0.30
Profundidad libre hasta el canal de recolección de efluente	m	0.30
Altura libre sobre nivel de recolección de efluente	m	0.30
Altura Total Filtro	m	2.40
Lado - Unidad	m	2.50
Área Total Filtro	m ²	6.25
Concentración afluente (entrada filtro)	mg/L	152.62
Concentración efluente (salida filtro)	mg/L	46.94
Eficiencia de Filtro anaerobio	%	69.24

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 3.17 se presenta las ventajas y desventajas de filtro anaerobio de flujo ascendente.

Tabla 3.17

Ventajas y Desventajas de FAF_A.

Ventajas	Desventajas
- No requiere energía eléctrica.	- Requiere diseño y construcción por parte de expertos.
- Bajos costos de operación.	- Baja reducción de patógenos y nutrientes.
- Larga vida útil.	- El efluente y el lodo requieren tratamiento adicional y/o descarga apropiada.
- Alta reducción de DBO y sólidos.	- Alto riesgo de obstrucción, dependiendo del pretratamiento y tratamiento primario.
- Baja producción de lodo; el lodo está estabilizado.	- Es dificultoso la remoción y limpieza del material del filtro obstruido
- Necesita un terreno de tamaño moderado (se puede construir bajo tierra).	

Fuente: (Reuter et al., 2022).

NOTA: Los planos del Filtro Anaerobio ascendente se encuentran en el (ANEXO 6).

CAPÍTULO 4

PLANOS Y CANTIDADES DE OBRA REFERENCIALES DEL DISEÑO

4.1 Planos Referenciales

Los planos referenciales de cada uno de los sistemas propuestos se han utilizado los cálculos y datos obtenidos en el capítulo 3. Estos planos son herramientas fundamentales que proporcionan una representación visual detallada de cada sistema, permitiendo comprender de manera clara y precisa la forma en que deber construirse e implementarse en el campo.

Los planos incluyen vistas en planta que muestran la disposición y ubicación de cada componente dentro del terreno. Esto facilita la comprensión de la distribución espacial de los elementos y las posibles restricciones del sitio.

Además de las vistas en planta, los planos también presentan vistas laterales y cortes transversales. Estas representaciones adicionales brindan información detallada sobre la configuración interna de cada componente, mostrando cómo se construyen las diferentes partes y cómo interactúan entre sí.

La inclusión de estas vistas en planta, laterales y cortes en los planos referenciales garantiza que los constructores y el personal de campo tengan una guía clara y precisa durante la fase de construcción. Estas representaciones visuales ayudan a evitar malentendidos y errores, ya que proporcionan una referencia visual detallada para asegurar que se sigan correctamente todas las especificaciones y directrices de diseño.

NOTA: Los planos referenciales de cada sistema se encontrarán en el (ANEXO 2).

4.2 Cantidades de obra referenciales

La medición y cuantificación de los elementos y materiales necesarios para la construcción de cada sistema es conocida como cantidades de obra. Estas cantidades representan la cantidad física requerida de cada componente para completar cada proyecto, y se expresan típicamente en unidades de medida estándar. Se han obtenido a partir de los cálculos constructivos y los planos referenciales específicos de cada sistema.

Se ha realizado un análisis meticuloso de las cantidades de obra para identificar los elementos más necesarios e importantes de cada sistema. Dado que son diseños tipo,

se ha tenido en cuenta la relevancia y funcionalidad de cada componente, con el objetivo de proporcionar cantidades de referencia. No obstante, es fundamental tener en cuenta que estas cantidades están sujetas a estudios estructurales adicionales por parte de cada entidad o GAD que requiera estos diseños tipo. Esto se realiza para garantizar una implementación adecuada durante la fase de construcción.

En el (ANEXO 1) se presenta un resumen que destaca los rubros seleccionados y las cantidades de obra referenciales para cada sistema en particular.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Mediante la recopilación de información confiable y verificada, se ha desarrollado un diseño estándar que ofrece dos variantes de sistemas de tratamiento de aguas residuales adecuados para comunidades pequeñas. Estas variantes incluyen un sistema compuesto por una fosa séptica y un humedal de flujo subsuperficial horizontal, así como otro sistema que combina una fosa séptica con un filtro anaerobio ascendente. El objetivo principal de estos diseños es promover una gestión adecuada de las aguas residuales en las comunidades, evitando la descarga de aguas servidas en los cuerpos de agua naturales de cada sector. Se busca también que las entidades responsables, ya sean entidades gubernamentales o Gobiernos Autónomos Descentralizados (GAD), promuevan la implementación de estos diseños a una escala mayor, lo que contribuirá a mejorar la calidad del agua y proteger el medio ambiente en general.
- La revisión de la normativa vigente en el país y a nivel internacional ha sido fundamental para asegurar que los diseños cumplan con los requisitos legales y los estándares de calidad del agua. Esto implicó analizar las leyes, reglamentos y directrices relacionados con el tratamiento de aguas residuales establecidos por las autoridades competentes. Además, se han considerado normativas y parámetros de diseño internacionales para complementar y enriquecer las regulaciones existentes a nivel nacional. Al hacerlo, se garantiza que los diseños se ajusten a los estándares tanto nacionales como internacionales.
- Los planos referenciales y cantidades de obra son fundamentales para proporcionar una guía visual y cuantitativa en la implementación de diseños estándar. Estos documentos pueden ser utilizados por entidades gubernamentales o Gobiernos autónomos descentralizados (GAD) para estimar de manera precisa los costos y asignar recursos. Al utilizar los planos y cantidades de obra referenciales, se optimiza la planificación, garantizando la

ejecución adecuada de los proyectos y el cumplimiento de los estándares establecidos.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda utilizar los planos y especificaciones técnicas de este trabajo como punto de partida para obtener planos más detallados y específicos de cada sistema de tratamiento. En caso de ser necesario realizar actualizaciones o cambios constructivos, es importante revisar la normativa y especificaciones en las que se basó este trabajo para asegurar la confiabilidad y precisión de los diseños obtenidos.
- Se recomienda a las entidades gubernamentales o Gobiernos autónomos descentralizados (GAD) realizar los estudios complementarios para la correcta aplicación de los sistemas tipo en campo, tales como estructurales, hidráulicos, ambientales y económicos.
- Se sugiere elaborar un manual de operación y mantenimiento específico para cada diseño tipo es esencial para garantizar su correcto desempeño a lo largo de su vida útil. Este manual debe contener instrucciones precisas, actualizarse regularmente y ser una herramienta útil y confiable para el personal encargado de operar y mantener cada uno de los sistemas.
- Después de los 20 años de vida útil de los tratamientos tipo, se recomienda realizar un nuevo diseño que cumpla con las normativas y especificaciones técnicas actualizadas, considerando la población en ese momento. Esto garantizará soluciones eficientes y sostenibles a largo plazo.

BIBLIOGRAFÍA

- Arias Isaza, C. A. (2005). *Humedales Artificiales Para el Tratamiento de Aguas Residuales*.
- Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT). (1993). *NBR 7229*.
- Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT). (1997). *NBR 13969*.
- de Lemos Chernicharo, C. A. (2007). *Anaerobic Reactors*.
- Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L. F., & Andrade, M. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*.
- Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O., & von Sperling, M. (2017). *Humedales para Tratamiento* (Vol. 7).
- Etapa.EP. (2012). *Especificaciones técnicas para la construcción de redes de alcantarillado Grupo 2*. Cuenca.
- Fernández González, J., de Miguel Beascochea, E., de Miguel Muñoz, J., & Curt Fernández de la Mora, M. D. (2004). *Manual de Fitodepuración. Filtros de macrofitas en flotación*.
- iagua. (2013). *Los humedales artificiales*.
- López Cualla, R. A. (2000). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillado*.
- Ministerio del Ambiente del Ecuador. (2014). *Texto Unificado de Legislación Secundaria de Medio Ambiente*. www.lexis.com.ec
- Ministerio del Ambiente del Ecuador. (2015). *Norma de Calidad Ambiental y de Descarga de Efluentes: Recurso Agua*.
- Organización Panamericana de la Salud (OPS), & Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). (2005). *Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización*.
- República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2000a). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Basico RAS - 2000: Seccion II Título A*.

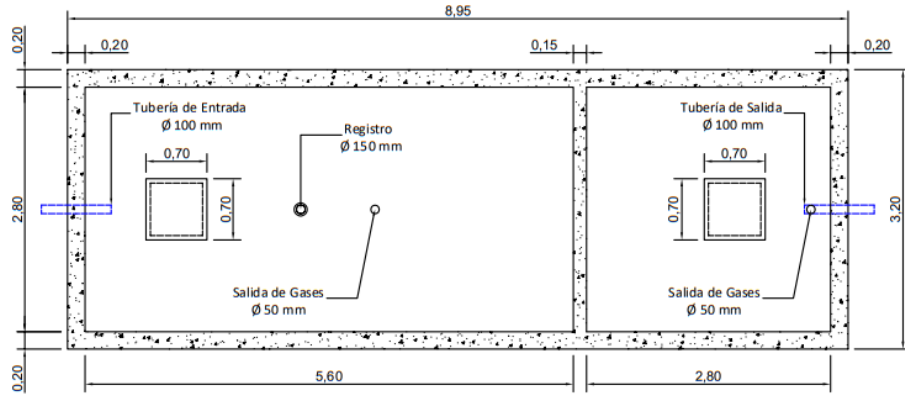
- República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2000b). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Basico RAS - 2000: Seccion II Título D.*
- República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2000c). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Basico RAS - 2000: Seccion II Título E.*
- Reuter, S., Demant, D., Heredia, G., Lüthi, C., Reymond, P., Schertenleib, R., Ulrich, L., & Zurbrügg, C. (2022). *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento para la Región del Gran Caribe.*
- Romero Rojas, J. A. (2010). *Tratamiento de aguas residuales: Teoría y principios de diseño.*
- Secretaría del Agua. (1997). *Norma CO 10.7- 602.*
- Tchobanoglous, G., & Burton, F. (1995). *INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES: Tratamiento, vertido y reutilización.*
- van Haandel, A.C & Lettinga, G. (1994). *Anaerobic Sewage Treatment: A Practical Guide for Regions with a Hot Climate*, John Wiley and Sons, 222 pp.
- Villacís, B., & Carrillo, D. (2012). *País atrevido: la nueva cara sociodemográfica del Ecuador.*
- von Sperling, M. (2007). *Wastewater Characteristics, Treatment and Disposal* (Vol. 1).
- Wallace S.D., & Knight R.I. (2006). *Small-scale constructed wetland treatment systems: Feasibility, design criteria, and O&M requirements.* Water Environment Research Foundation (WERF): Alexandria, Virginia.

ANEXOS

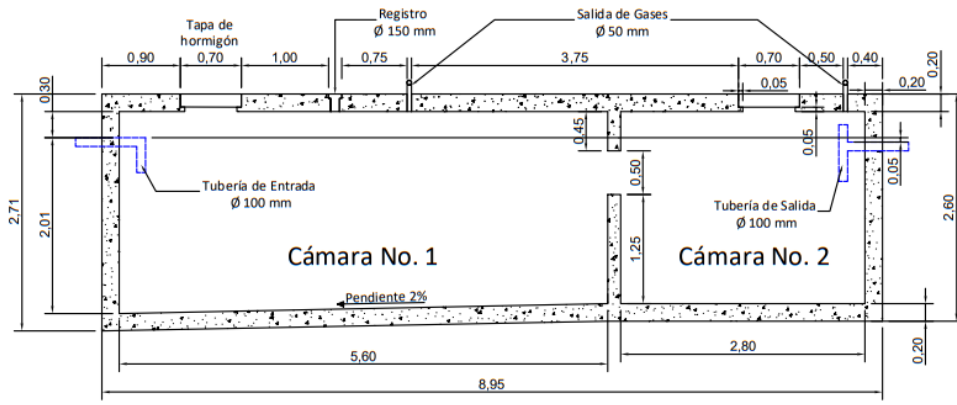
ANEXO 1: Rubros y cantidades de obra referenciales para cada sistema en particular.

RUBROS			
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
1	Fosa Séptica		
1.001	Replanteo y nivelación	m2	28,64
1.002	Limpieza y desbroce	m2	28,64
1.003	Excavación	m3	77,33
1.004	Desalojo	m3	100,53
1.005	Acero de refuerzo	kg	2087,91
1.006	Encofrado de madera	m2	56,31
1.007	Hormigón simple de 210 kg/cm2	m3	22,92
2	Lecho de secado		
2,001	Replanteo y nivelación	m2	9,84
2,002	Limpieza y desbroce	m2	9,84
2,003	Excavación	m3	8,86
2,004	Desalojo	m3	11,51
2,005	Acero de refuerzo	kg	309,69
2.006	Encofrado de madera	m2	13,10
2,007	Hormigón simple de 210 kg/cm2	m3	3,44
3	Humedal		
3.001	Replanteo y nivelación	m2	1381,88
3.002	Limpieza y desbroce	m2	1381,88
3.003	Excavación	m3	1254,40
3.004	Desalojo	m3	1630,72
3.005	Geomembrana	m2	1280,35
3.006	Medio Filtrante	m3	880,75
3.007	Plantas	unidad	4843,00
4	Filtro Anaerobio		
4.001	Replanteo y nivelación	m2	15,21
4.002	Limpieza y desbroce	m2	15,21
4.003	Excavación	m3	34,98
4.004	Desalojo	m3	45,48
4.005	Acero de refuerzo	kg	220,08
4.006	Encofrado de madera	m2	56,16
4.007	Hormigón simple de 210 kg/cm2	m3	7,04
4.008	Medio Filtrante	m3	9,38
4.009	Ladrillo 7x13x26 cm	unidad	216,00


ANEXO 2: Vista en planta y lateral del sistema de tratamiento tipo (Fosa Séptica).



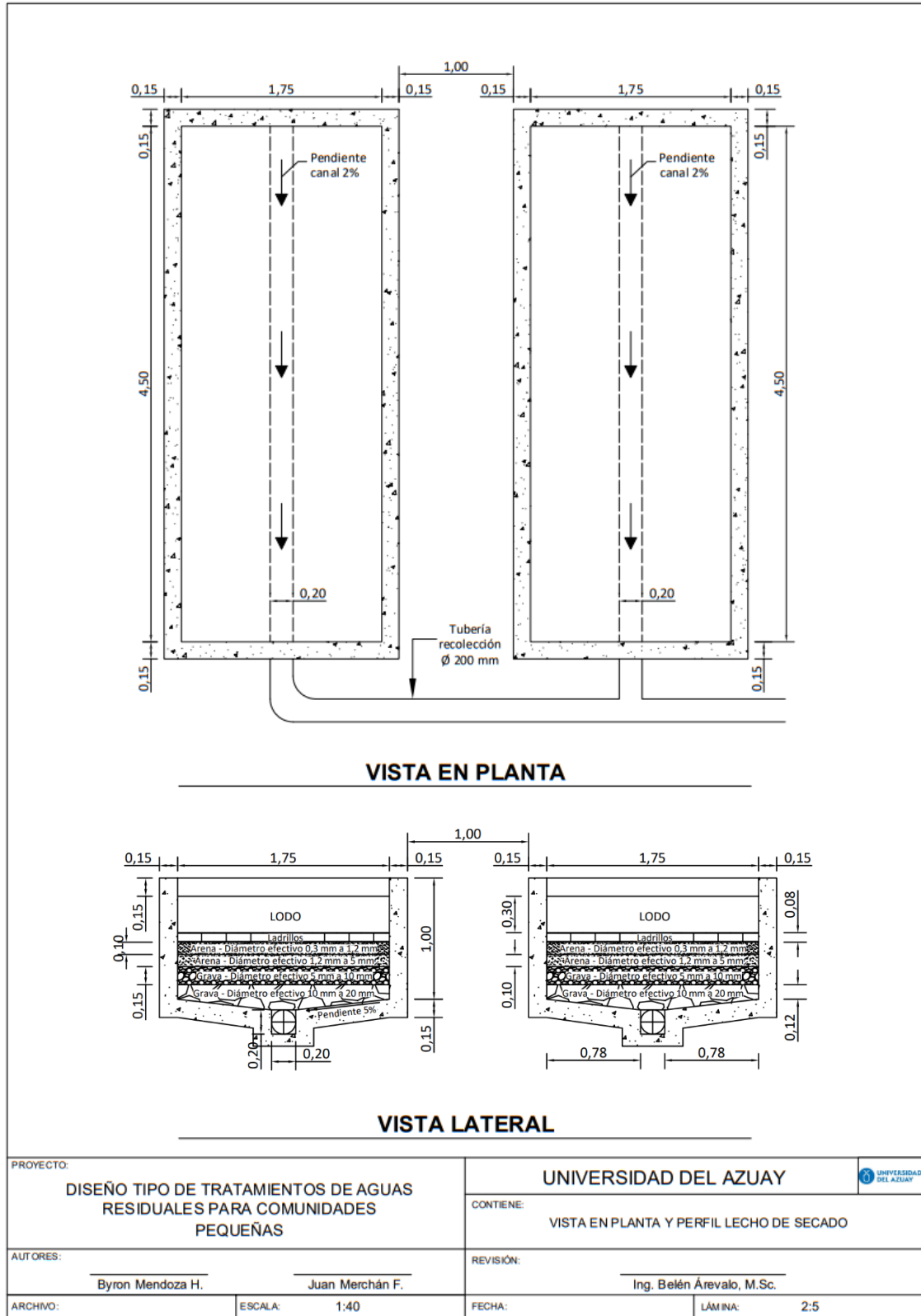
VISTA EN PLANTA



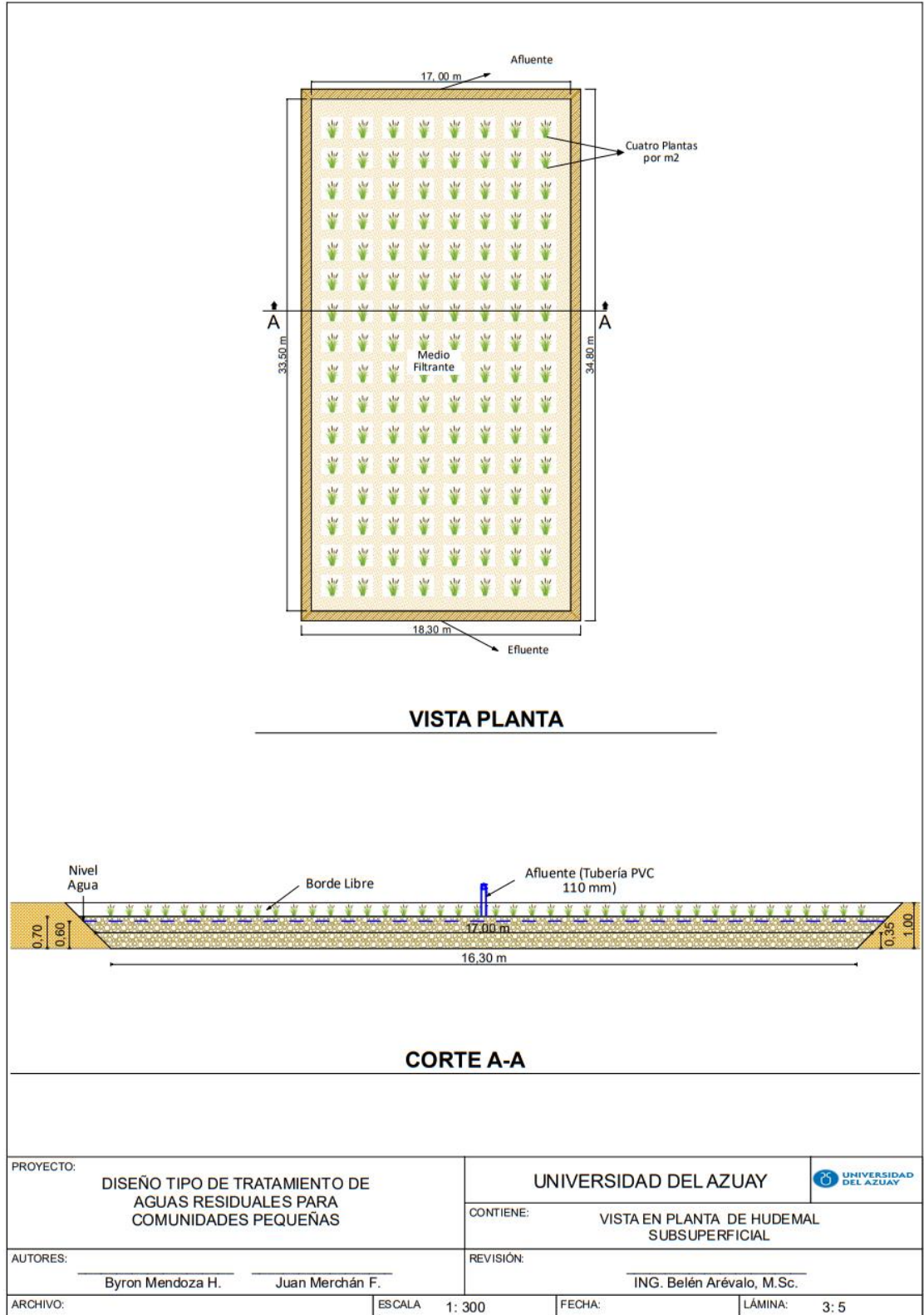
VISTA LATERAL

PROYECTO: DISEÑO TIPO DE TRATAMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES PARA COMUNIDADES PEQUEÑAS		UNIVERSIDAD DEL AZUAY 	
		CONTIENE: VISTA EN PLANTA Y PERFIL FOSA SÉPTICA	
AUTORES: Byron Mendoza H. Juan Merchán F.		REVISIÓN: Ing. Belén Árevalo, M.Sc.	
ARCHIVO:	ESCALA: 1:50	FECHA:	LÁMINA: 1:5

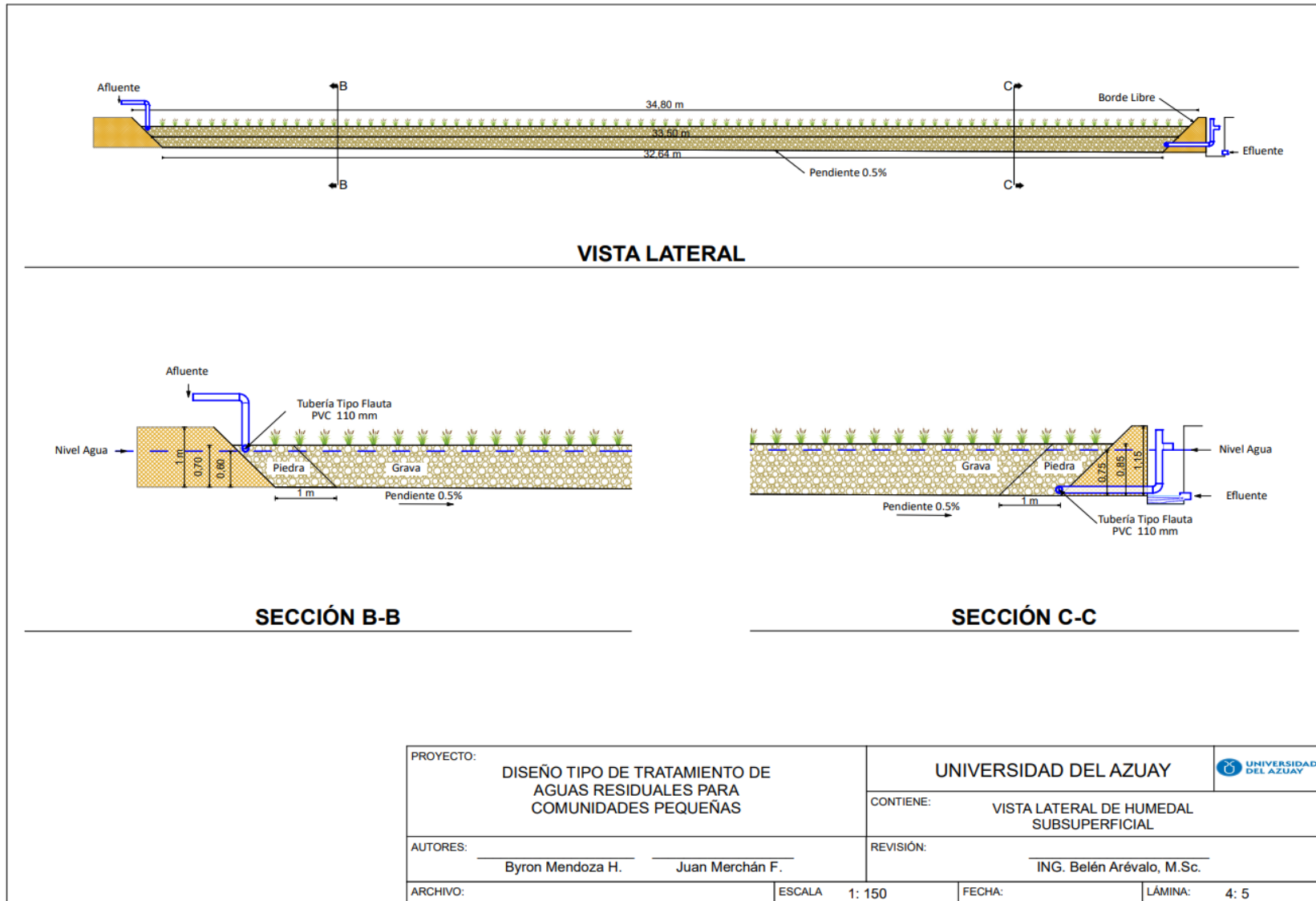
ANEXO 3: Vista en planta y lateral del sistema de tratamiento tipo (Lecho de Secado).



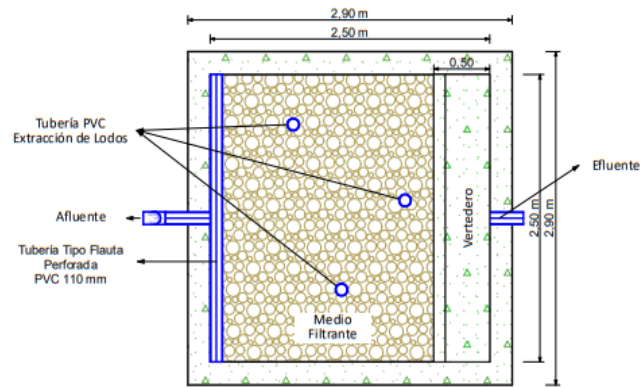
ANEXO 4: Vista en planta del sistema de tratamiento tipo (Humedal de Flujo Subsuperficial Horizontal).



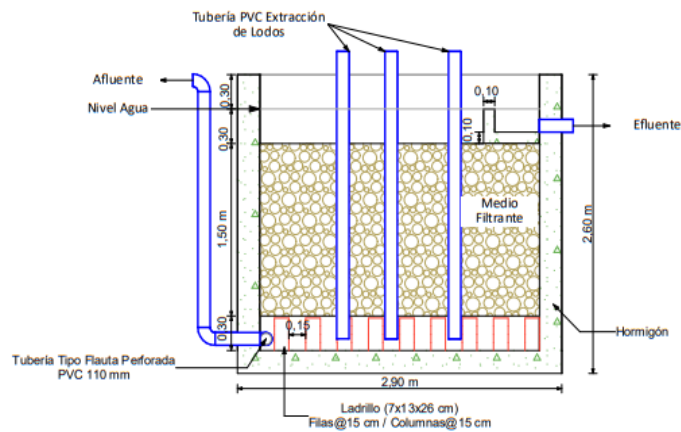
ANEXO 5: Vista lateral del sistema de tratamiento tipo (Humedal de Flujo Subsuperficial Horizontal).



ANEXO 6: Vista en planta y lateral del sistema de tratamiento tipo (Filtro Anaerobio Ascendente).



VISTA EN PLANTA



VISTA LATERAL

PROYECTO:	DISEÑO TIPO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA COMUNIDADES PEQUEÑAS	UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
AUTORES:	Byron Mendoza H. Juan Merchán F.	CONTIENE:	VISTA EN PLANTA Y LATERAL DE FILTRO ANAEROBIO ASCENDENTE
ARCHIVO:	ESCALA 1: 50	REVISIÓN:	ING. Belén Arévalo, M.Sc.
		FECHA:	LÁMINA: 5: 5