

UCUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Evaluación y rediseño integral de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales
de la Comunidad Tutupali Grande, Cuenca, Ecuador

Trabajo de titulación previo a la
obtención del título de Ingeniero
Civil

Autora:

María Paula Pérez Carrasco

CI: 0106614977

Correo electrónico: pauperezcarrasco@gmail.com

Director:

Andrés Omar Alvarado Martínez

CI: 0102246477

Cuenca, Ecuador

01-junio-2022

Resumen:

Las aguas residuales constituyen la fracción líquida de los desechos que produce toda comunidad. Se puede definir como la combinación de residuos líquidos originadas tanto de residencias como de industrias, instituciones, comercios, etc. y de aguas de infiltración, superficiales y pluviales.

La descomposición de la materia orgánica que contienen las aguas residuales, si se descargan sin tratamiento a los cuerpos receptores, representan un potencial peligro para los varios usos consuntivos del agua para el ser humano y para el ambiente. Por lo tanto, es necesaria una correcta recolección, conducción, tratamiento y disposición final.

ETAPA EP, empresa municipal que gestiona el saneamiento ambiental en el cantón Cuenca, maneja actualmente 27 plantas de tratamiento en zonas rurales, dentro de las cuales figura el sistema de Tutupali Grande. Esta planta, que se ubica en la parroquia Tarqui, al sur de Cuenca, fue construida en el año 2013 con el objetivo de tratar los residuos líquidos de esta comunidad.

La planta de tratamiento de aguas residuales de Tutupali Grande está conformada por un desviador de caudal, una fosa séptica y un filtro anaerobio de flujo ascendente. La fosa realiza el tratamiento primario y el filtro el tratamiento secundario. La falta de unidades de tratamiento preliminar y terciario, y la configuración actual de las unidades existentes, son entre otras, las causas de la baja eficiencia del tratamiento.

Además, se ha detectado inconvenientes en el manejo de lodos producto del mantenimiento periódico realizado en la planta, debido a que la planta se ubica en un lugar de difícil acceso para los vehículos que transportan los lodos hasta el relleno sanitario de Pichacay de la ciudad de Cuenca, ubicado a más de 30km de la planta.

El objetivo general de este trabajo es estudiar y proponer soluciones sostenibles para el tratamiento de aguas residuales (PTAR) en zonas rurales del cantón Cuenca, específicamente en la comunidad de Tutupali, por medio de la evaluación del estado de las unidades y los procesos de depuración, el análisis de alternativas de diseño para el tren de tratamiento con un enfoque de sostenibilidad ambiental y económica, el planteamiento de una solución sostenible para el manejo de los lodos residuales del sistema y el diseño de todas las unidades de tratamiento.

La metodología utilizada en este trabajo sigue los lineamientos científicos, para lo cual, tras la observación y recolección de datos, se establece la siguiente hipótesis: la actual configuración de los elementos que conforman el sistema de tratamiento causa un deficiente proceso de las aguas residuales, y, por ende, un efluente que no cumple con parámetros de calidad requeridos.

El resultado de este trabajo es una propuesta de rediseño integral de la planta.

Palabras claves: Aguas residuales. Evaluación. Rediseño integral. Tutupali Grande. Rejilla. Desarenador. Fosa séptica. Filtro anaerobio. Lodos

Abstract:

Wastewater constitutes the liquid fraction of waste produced by every community. It can be defined as the combination of liquid waste originating both from residences and from industries, institutions, businesses, etc., and infiltration, surface and rainwater.

The decomposition of the organic matter contained in the wastewater, if it is discharged without treatment to the receiving bodies, represents a potential danger for the various consumptive uses of water for the human being and for the environment. Therefore, a correct collection, conduction, treatment, and final disposal is necessary.

ETAPA EP, a municipal institution that manages environmental sanitation in the Cuenca canton, currently manages 27 treatment plants in rural areas, including the Tutupali Grande system. This plant, which is located in the Tarqui parish, south of Cuenca, was built in 2013 with the aim of treating liquid waste from this community.

The Tutupali Grande wastewater treatment plant consists of a flow diverter, a septic tank, and an up-flow anaerobic filter. The septic tank performs the primary treatment and the filter the secondary treatment. The lack of preliminary and tertiary treatment units, and the current configuration of existing units are, among other, the causes of low treatment efficiency.

In addition, inconveniences have been detected in the handling of sludge as a result of the periodic maintenance carried out at the plant, due to the fact that the plant is located in a place that is difficult to access to for the vehicles that transport the sludge to the Pichacay sanitary landfill in the city of Cuenca, located more than 30km from the plant.

The general objective of this work is to study and propose sustainable solutions for the wastewater treatment in rural areas of the Cuenca canton, specifically in the community of Tutupali, through the evaluation of the state of the units and the purification processes, the analysis of design alternatives for the treatment train with a focus on environmental and economic sustainability, the proposal of a sustainable solution for the management of the system's residual sludge and the design of all the treatment units.

The methodology used in this work follows the scientific guidelines, for which, after observation and data collection, the following hypothesis is established: the current configuration of the elements that make up the system causes a deficient wastewater process, and therefore, an effluent that does not meet the required quality parameters.

The result of this work is a proposal for a complete redesign of the plant.

Keywords: Wastewater. Evaluation. Complete redesign. Tutupali Grande. Bar screen. Degreting channel. Septic tank. Anaerobic filter. Sludge

Índice de contenido

Capítulo 1 – Introducción	15
1.1. Introducción	15
1.2. Antecedentes	16
1.3. Justificación	16
1.4. Objetivos.....	17
1.4.1. Objetivo general.....	17
1.4.2. Objetivos específicos.....	17
1.4.3. Hipótesis	17
Capítulo 2 – Marco teórico	18
2.1. Situación actual del saneamiento en Ecuador y en Cuenca	18
2.2. Sistemas descentralizados de tratamiento de aguas residuales	19
2.3. Fases del tratamiento de aguas residuales	19
2.3.1. Tratamiento preliminar.....	20
2.3.2. Tratamiento primario.....	20
2.3.3. Tratamiento secundario	20
2.3.4. Tratamiento terciario	20
2.3.5. Tratamiento de lodos.....	21
2.4. Caracterización de las aguas residuales.....	21
2.5. Parámetros de diseño.....	22
2.5.1. Periodo de diseño	22
2.5.2. Población de diseño.....	22
2.5.3. Caudales de diseño.....	24
2.6. Normativa vigente.....	24
2.7. Operación y mantenimiento de una PTAR.....	25
Capítulo 3 – Evaluación de la PTAR	27
3.1. Ubicación y descripción general de la zona de estudio	27
3.2. Caracterización física, química y microbiológica.....	28
3.2.1. Características físicas	28
3.2.2. Características químicas	30
3.2.3. Características microbiológicas.....	36
3.3. Configuración actual y funcionamiento de la PTAR.....	37
3.3.1. Tratamiento preliminar.....	39
3.3.2. Tratamiento primario.....	39
3.3.3. Tratamiento secundario	40
3.3.4. Tratamiento de lodos.....	42

Capítulo 4 – Selección de tecnología	44
4.1. Alternativas tecnológicas disponibles	44
4.2. Evaluación y selección de tecnologías	44
4.2.1. Aplicabilidad del proceso	44
4.2.2. Generación de residuos	45
4.2.3. Aceptación de la comunidad	45
4.2.4. Generación de subproductos con valor económico o de uso.....	46
4.2.5. Vida útil	46
4.2.6. Requerimientos de área	46
4.2.7. Costos.....	46
3.2.8. Diseño y construcción	47
3.2.9. Operación	48
3.2.10. Entorno e impacto al medio ambiente	48
3.3. Aplicación de la matriz de evaluación y selección de tecnología	48
3.4. Consideraciones de diseño para la tecnología seleccionada	57
3.4.1. Tratamiento preliminar.....	57
3.4.2. Tratamiento primario.....	63
3.4.3. Tratamiento secundario	64
3.4.4. Tratamiento terciario	65
3.4.5. Tratamiento de lodos.....	66
3.5. Eficiencia de remoción del tren de tratamiento seleccionado	67
Capítulo 5 – Memoria técnica de la propuesta de diseño definitiva	70
5.1. Parámetros de diseño.....	70
5.1.1. Periodo de diseño	70
5.1.2. Población de diseño.....	70
5.1.3. Caudal de diseño	71
5.2. Tratamiento preliminar.....	74
5.2.1. Canal de entrada.....	74
5.2.2. Rejillas	76
5.2.3. Desarenador	77
5.2.4. Dispositivos de control de flujo.....	81
5.2.5. Trampa de grasas.....	84
5.3. Tratamiento primario	85
5.3.1. Fosa séptica	85
5.4. Tratamiento secundario	86
5.4.1. Sistema multicapa de suelo	86
5.5. Tratamiento terciario	88

5.5.1. Carbón activado	88
5.6. Tratamiento de lodos.....	88
5.6.1. Lecho de secado	88
5.7. Presupuesto	89
Capítulo 6 – Manual de operaciones y mantenimiento	95
6.1. Tratamiento preliminar.....	95
6.1.1. Rejilla de entrada.....	95
6.1.2. Desarenador	96
6.2. Tratamiento primario	96
6.2.1. Fosa séptica	96
6.3. Tratamiento secundario	97
6.3.1. Sistema multicapa de suelo	97
6.4. Tratamiento terciario	97
6.4.1. Filtro de carbón activado.....	97
6.5. Tratamiento de lodos.....	98
6.5.1. Lecho de secado	98
Capítulo 7 – Conclusiones y recomendaciones	99
Capítulo 8 – Referencias	100
Capítulo 9 – Anexos	104

Índice de tablas

Tabla 1 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.....	25
Tabla 2 Sólidos Suspendidos Totales (SST) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21.....	29
Tabla 3 Sólidos Totales (ST) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21.....	30
Tabla 4 Demanda biológica de oxígeno (DBO ₅) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21	31
Tabla 5 Demanda química de oxígeno (DQO) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21	32
Tabla 6 Relación DQO/DBO ₅ en caracterizaciones de nov-20 y mar-21	33
Tabla 7 Fósforo total (P) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21	34
Tabla 8 Nitrógeno total Kjeldahl (NTK) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21	35
Tabla 9 Potencial de Hidrógeno (pH) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21.....	36
Tabla 10 Coliformes Fecales en caracterizaciones de nov-20 y mar-21.....	37
Tabla 11 Asignación de valores de ponderación para la matriz de decisión.....	49
Tabla 12 Alternativas tecnológicas para cada fase del tren de tratamiento.....	49
Tabla 13 Matriz de decisión para el tratamiento preliminar	50
Tabla 14 Matriz de decisión para el tratamiento primario	51
Tabla 15 Matriz de decisión para el tratamiento secundario	52
Tabla 16 Matriz de decisión para el tratamiento terciario	53
Tabla 17 Matriz de decisión para el tratamiento de lodos	54
Tabla 18 Calificación final del tren de tratamiento seleccionado	56
Tabla 19 Características típicas para el diseño de rejillas de limpieza manual.....	58
Tabla 20 Características del carbón activado granular	66
Tabla 21 Eficiencia de remoción del tren de tratamiento seleccionado.....	69
Tabla 22 Cálculo del caudal de aguas residuales domésticas	71
Tabla 23 Cálculo del caudal de infiltración.....	72
Tabla 24 Cálculo de aguas ilícitas.....	73
Tabla 25 Cálculo del caudal de aguas residuales industriales	73
Tabla 26 Cálculo del caudal medio diario.....	73
Tabla 27 Características del flujo en el canal de entrada.....	75
Tabla 28 Diseño de la rejilla	76
Tabla 29 Cálculo de la pérdida de carga por la rejilla	76
Tabla 30 Límites considerados para el diseño de la rejilla	77
Tabla 31 Parámetros de entrada para el diseño del desarenador.....	77
Tabla 32 Condiciones de flujo en el canal de entrada al desarenador	77
Tabla 33 Estudio del umbral de movimiento	78
Tabla 34 Velocidad máxima para el desarenador.....	79
Tabla 35 Diseño del desarenador de flujo horizontal	80
Tabla 36 Determinación del calado de flujo en el desarenador	81
Tabla 37 Diseño de la sección del vertedero Sutro	82
Tabla 38 Datos de entrada para el diseño del vertedero de excesos	83
Tabla 39 Calado de flujo antes del vertedero	83
Tabla 40 Calado de flujo después del vertedero.....	83
Tabla 41 Diseño del vertedero de excesos	84
Tabla 42 Dimensiones de la trampa de grasas.....	85
Tabla 43 Características de la tubería de ingreso	85
Tabla 44 Características de la tubería de salida.....	85
Tabla 45 Cálculo del tiempo de retención de la trampa de grasas	85
Tabla 46 Volumen total para la fosa séptica	86
Tabla 47 Cálculo de la carga superficial del MSL	87
Tabla 48 Cálculo de las unidades requeridas de filtración	87
Tabla 49 Diseño de los orificios para la tubería de distribución.....	87

Tabla 50 Diseño de los bloques para el sistema multicapa de suelo	88
Tabla 51 Espesor del sistema multicapa de suelo.....	88
Tabla 52 Configuración de las unidades de filtración	88
Tabla 53 Diseño del lecho de secado	89

Índice de ilustraciones

Ilustración 1 Esquema del tren de tratamiento seleccionado	55
Ilustración 2 Esquema de configuración de un vertedero Suro	62
Ilustración 3 Ubicación de la PTAR Tutupali Grande con respecto a Cuenca	27
Ilustración 4 Vista satelital de la localización de la PTAR Tutupali Grande	28
Ilustración 5 Análisis histórico de los Sólidos Suspendidos Totales (SST).....	29
Ilustración 6 Análisis histórico de los Sólidos Totales (ST).....	30
Ilustración 7 Análisis histórico de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅)	31
Ilustración 8 Análisis histórico de la Demanda Química de Oxígeno (DQO)	32
Ilustración 9 Análisis histórico de la Relación DQO/DBO ₅	33
Ilustración 10 Análisis histórico del Fósforo Total	34
Ilustración 11 Análisis histórico del Nitrógeno Total Kjeldhal	35
Ilustración 12 Análisis histórico del Potencial de Hidrógeno.....	36
Ilustración 13 Análisis histórico de los Coliformes Fecales	37
Ilustración 14 Vista en planta del pozo de revisión y canal de ingreso con rejillas	38
Ilustración 15 Vista en corte del pozo de revisión y canal de ingreso con rejillas	38
Ilustración 16 Vista en planta del tanque de sedimentación	40
Ilustración 17 Vista en corte del tanque de sedimentación.....	40
Ilustración 18 Vista en corte del reactor anaerobio de flujo ascendente	41
Ilustración 19 Vista en planta del reactor anaerobio de flujo ascendente (ingreso del flujo).....	42
Ilustración 20 Vista en planta del reactor anaerobio de flujo ascendente (salida del flujo)	42
Ilustración 21 Vista en planta del lecho de secado de lodos.....	43
Ilustración 22 Vista en corte del lecho de secado de lodos	43
Ilustración 23 Vista en planta del canal de entrada	75
Ilustración 24 Perfil de flujo en el canal de ingreso	76
Ilustración 25 Diagrama de Shields	79
Ilustración 26 Esquema de la sección del vertedero Suro	82

Índice de anexos

Anexo 1 Proyección poblacional	104
Anexo 2 Proceso de cálculo de la dotación actual.....	108
Anexo 3 Planos.....	109

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el repositorio institucional

Yo, María Paula Pérez Carrasco, en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Evaluación y rediseño integral de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de la Comunidad de Tutupali Grande, Cuenca, Ecuador”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 01 de junio de 2022



María Paula Pérez Carrasco

C.I.: 0106614977

Cláusula de propiedad intelectual

Yo, María Paula Pérez Carrasco, autora del trabajo de titulación “Evaluación y rediseño integral de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de la Comunidad de Tutupali Grande, Cuenca, Ecuador”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora

Cuenca, 01 de junio de 2022

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'M. P. Carrasco', is written over a horizontal line.

María Paula Pérez Carrasco

C.I.: 0106614977

Dedicatoria

A mi colega Pepeu en el cielo, que me enseñó a amar el agua.

A mi abuelo Edgardo, que desde lejos me enseñó a amar la tierra.

A mis abuelas Clara y Bertha, que me enseñaron fortaleza.

A mi padre, Pablo que me enseñó la perseverancia.

A mi madre, María Elena que me enseñó a soñar.

A mi hermana, Virginia, por ser mi ejemplo a seguir.

A mi hermano, Sebastián, porque Viena espera por nosotros.

A Pachi, por ser el abasto en mi carrera.

Agradecimiento

Agradezco de la forma más sincera a mi director, Ing. Andrés Alvarado Martínez, por abrirme las puertas hacia la Ingeniería Sanitaria, por su permanente apoyo y por compartir sus conocimientos generosamente.

Agradezco a ETAPA EP, de manera especial a la Ing. Verónica Rodas y a José Yunga y su equipo por la información y la colaboración prestada durante el proceso investigativo.

Por último, agradezco a los estudiantes Alicia Garcia, AnnMarie Bruns, Reagan Giesenschlag, Zhang Junrui, y al profesor Anish del College of Agriculture and Life Science de la Universidad de Texas A&M, por su valioso aporte a este trabajo, por su apoyo académico y por el enriquecimiento cultural.

Capítulo 1 – Introducción

1.1.Introducción

El acceso al saneamiento básico es un objetivo de desarrollo humano crucial por derecho propio. Las mejoras del saneamiento pueden ampliar las opciones reales y las libertades fundamentales de las personas, actuando como un catalizador para una amplia gama de beneficios del desarrollo humano (PNUD, 2006).

Un saneamiento deficiente va asociado a la transmisión de enfermedades como el cólera, la diarrea, la disentería, la hepatitis A, la fiebre tifoidea y la poliomielitis y agrava el retraso del crecimiento. Además, reduce el bienestar humano y el desarrollo social y económico debido a sus repercusiones, como la ansiedad, el riesgo de padecer agresiones sexuales y la pérdida de oportunidades educativas. Se considera que un saneamiento deficiente es la principal causa de unas 280000 de estas muertes (OMS, 2019).

Desde el año 2000, gracias a esfuerzos nacionales e internacionales la cobertura del servicio seguro de manejo de desechos fecales, es decir, facilidades privadas para su disposición, ha incrementado en 25 puntos porcentuales hasta llegar a un 54% de cobertura; y la defecación al aire libre ha disminuido en 15 puntos porcentuales hasta llegar a un 6,34%. Sin embargo, esto representa que 494 millones de personas todavía defecan al aire libre, lo que representa peligros tanto para cada individuo como para su comunidad.

Para el 2020, en el área rural de Ecuador habitaban más de 6 millones de personas, de las cuales el 60,3% contaba con servicio seguro de manejo de desechos. Sin embargo, un porcentaje de 2,5% todavía defeca al aire libre, aumentando el riesgo de contraer enfermedades hídricas. Asimismo, 3,3 millones de ecuatorianos disponían sus desechos in situ sin ningún tipo de tratamiento, solamente medio millón contaba con alcantarillado y la porción de tratamiento descentralizado es tan baja que no figura en las cifras de UNICEF (UNICEF JMP, 2020).

Las dificultades para llegar a los hogares que siguen sin cobertura están, en la mayoría de los países, asociadas con su ubicación sobre el territorio. La presencia desigual del Estado, sobre todo en las zonas rurales más remotas, implica que todavía hay hogares que no tienen una forma de acceso al servicio básico de saneamiento (PNUD, 2021). Es por esta razón que la ciudad de Cuenca, ha apostado por una descentralización en las zonas rurales con la construcción y puesta en funcionamiento de más de 30 plantas de tratamiento de aguas residuales.

La planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad Tutupali Grande, ubicada al Sur de la ciudad de Cuenca, trata aguas residuales provenientes de un sistema de alcantarillado que actualmente sirve a la zona central de esta localidad, garantizando así, que los desechos domésticos no produzcan efectos adversos en la salud de los pobladores y se potencie su bienestar.

Este documento tiene por objetivo estudiar y proponer soluciones sostenibles para el tratamiento de aguas residuales en zonas rurales del cantón Cuenca, Ecuador, a través de la evaluación y rediseño de la planta de tratamiento de Tutupali Grande.

1.2. Antecedentes

El desarrollo periurbano en la ciudad de Cuenca motivó la conceptualización de saneamiento descentralizado en varios lugares del cantón. Así, en los últimos 20 años se han construido varios sistemas de tratamiento de efluentes domésticos con distintas tecnologías y con diferentes coberturas y niveles de servicio.

Específicamente para la comunidad de Tutupali Grande, ETAPA EP diseña el sistema de alcantarillado en 2003 y la planta de tratamiento en 2007, con un área de cobertura de 41,5Ha (ETAPA EP, 2021). De la misma manera, con financiamiento de la misma institución, se ejecuta y fiscaliza el proyecto.

La configuración original de la planta de tratamiento consiste en una unidad para desviación para caudales mayores a la capacidad del sistema, una fosa séptica de dos cámaras, un filtro anaerobio de flujo ascendente, un lecho de secado de lodos y un muro de delimitación del predio.

En 2017, durante la temporada de lluvia, el sistema sufre un colapso por el aumento del caudal y por sólidos grandes transportados por el afluente. La porción de caudal desbordada del sistema provoca un deslizamiento considerable en el extremo sureste del predio, poniendo en peligro las estructuras existentes. Se mitiga este desastre con la construcción de un muro de gaviones que garantiza la estabilidad del terreno.

Debido a la imperante necesidad de implementación de unidades de tratamiento preliminar y primario, ETAPA EP llega a un acuerdo con la Comunidad de Tutupali Grande en 2020 para la adquisición de un área contigua a la planta y para la readecuación del sistema que implica una nueva conceptualización del proceso, lo cual se encuentra realizando actualmente.

La readecuación y mantenimiento de todas las unidades inicia en el año 2020 ya que las mismas se encontraban en mal estado. Dentro de las acciones desarrolladas están: limpieza total y mantenimiento de la fosa séptica; lavado del filtro; limpieza, reemplazo y redistribución del agregado grueso contenido en el filtro en función de su tamaño nominal; colocación de tapas de acero en las aberturas de revisión de la fosa y del filtro; apertura del tramo de camino que conecta con la planta; y pintado de las unidades.

A pesar de estas mejoras, el sistema precisa de una nueva conceptualización pues la calidad del efluente no es la adecuada por la evidente necesidad de nuevas unidades de tratamiento en el sistema, especialmente unidades de pretratamiento.

1.3. Justificación

La planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Tutupali Grande actualmente funciona de manera ineficiente, pues el efluente de la misma no cumple con los requerimientos de descarga según la normativa ecuatoriana. El efluente actualmente es descargado al curso de agua natural más cercano, tras recorrer varios predios, los cuales también se ven afectados. Se demanda una evaluación y rediseño de la planta con el objetivo de que cumpla con la normativa ecuatoriana para descarga de efluentes y pueda considerarse otros usos legítimos del efluente aguas abajo. Esta intervención garantizará tanto el derecho a

saneamiento y a un ambiente sano para la vida de la población, como la reducción de efectos negativos sobre el ambiente.

1.4.Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Estudiar y proponer soluciones sostenibles para el tratamiento de aguas residuales en zonas rurales del cantón Cuenca, Ecuador.

1.4.2. Objetivos específicos

1. Evaluar el estado de unidades y procesos de depuración en la PTAR Tutupali.
2. Analizar alternativas de diseño para el tren de tratamiento con enfoque en la sostenibilidad ambiental y económica.
3. Plantear una solución sostenible para el manejo de lodos residuales del sistema.
4. Diseñar todas las unidades del sistema de tratamiento.

1.4.3. Hipótesis

La actual configuración de los elementos que conforman el sistema de tratamiento causa un deficiente proceso de las aguas residuales y, por ende, un efluente que no cumple con parámetros de saneamiento.

Capítulo 2 – Marco teórico

2.1. Situación actual del saneamiento en Ecuador y en Cuenca

El Objetivo de Desarrollo Sostenible 6 busca garantizar la disponibilidad de agua, su gestión sostenible y el saneamiento para todos. Mide las tasas de cobertura en acceso a un sistema adecuado de eliminación de excretas. El Programa de Agua y Saneamiento (PAS) del Banco Mundial, el Programa de Monitoreo Conjunto para Abastecimiento de Agua y Saneamiento (JMP, agencia de la OMS/UNICEF), y otras instituciones nacionales rectoras, seleccionaron a Ecuador como uno de los 12 países pilotos en el mundo para formar parte del Diagnóstico Global de Pobreza y Agua, Saneamiento e Higiene (INEC, 2016).

El indicador de saneamiento básico de este diagnóstico es la porción de población que usa servicios de saneamiento manejados de forma segura, lo que implica que los hogares utilicen alcantarillado, escusado, pozo séptico/pozo ciego o letrina con losa de uso exclusivo y que las excretas sean manejadas in situ o tratadas. La importancia de un tipo de servicio higiénico adecuado se debe a que minimiza los riesgos de los usuarios de estar al contacto de los desechos. Compartir con otras familias el servicio higiénico expone a las mismas a mayores riesgos de salud (INEC, 2016).

Para el 2020, en el área rural de Ecuador habitan más de 6 millones de personas, de las cuales el 60,3% cuenta con servicio de saneamiento manejado de forma segura. Sin embargo, el 2,5% todavía defeca al aire libre, exponiéndolos a mayores riesgos de salud. Por otro lado, 3,3 millones de ecuatorianos disponían sus desechos in situ sin ningún tipo de tratamiento, solamente medio millón contaba con alcantarillado y la porción de tratamiento descentralizado es tan baja que podría considerarse nula (UNICEF JMP, 2020).

Cuenca se constituye como ejemplo de manejo de aguas residuales ante el país, al operar la planta de tratamiento más grande a nivel nacional, con una cobertura de 90% del área urbana. Sin embargo, desde hace 30 años la ciudad se ha expandido considerablemente hacia áreas periurbanas, representando un reto significativo de cobertura para ETAPA EP, el organismo municipal administrador de servicios de abastecimiento, saneamiento y telecomunicaciones.

Asimismo, las comunidades rurales de Cuenca, experimentan de manera similar un rápido crecimiento demográfico y urbanístico. Al reconocer que extender una red de alcantarillado para estas localidades, tendría un costo significativamente alto, ETAPA EP decidió construir 32 pequeñas plantas de tratamiento descentralizado de aguas residuales. Después de un análisis de las opciones técnicas disponibles, en cuanto a objetivos de tratamiento, demanda energética, costos de construcción, operación y mantenimiento, los sistemas anaeróbicos y naturales fueron los seleccionados. A pesar de las dificultades iniciales en su operación, la mayoría de estas PTAR siguen funcionando. Sin embargo, con el pasar de los años, la eficiencia de las PTAR descentralizadas ha disminuido debido al crecimiento poblacional rápido, incrementando caudales, causando reducciones de periodos de retención y sobrecarga orgánica; recursos económicos limitados y organización escueta de la comunidad para el manejo de las PTAR, lo que deteriora los sistemas; y la adopción de sistemas de tratamiento no apropiado para las condiciones específicas para cada comunidad específica (Alvarado, Larriva, Sánchez, Idrovo, & Cisneros, 2017).

2.2.Sistemas descentralizados de tratamiento de aguas residuales

Los objetivos primordiales de los sistemas de tratamiento de aguas residuales son: proteger y promover la salud humana, y proporcionar calidad de agua y protección al ecosistema, al evitar el impacto ambiental producido por descargas excesivas de contaminantes. Estos objetivos son aplicables tanto para sistemas centralizados como descentralizados. Sin embargo, su diferencia radica en que los últimos, se usan para tratar y disponer, en la o cerca de la fuente, relativamente pequeños caudales de aguas residuales de viviendas localizadas en zonas periurbanas o rurales, que no conducen sus aguas hasta una PTAR regional. De todas maneras, una planta de tratamiento descentralizado necesita de un sistema de alcantarillado, pero es mucho más pequeño y menos costoso que una planta centralizada. Casi todas las tecnologías actuales de tratamiento de aguas residuales pueden teóricamente ser aplicadas a un sistema descentralizado. Sin embargo, si se considera las condiciones específicas de la localidad, puede que no todas se constituyan como opciones sensatas de implementación (Capodaglio, Callegari, Cecconet, & Molognoni, 2017).

Entre las ventajas de este tipo de sistemas se encuentran: capacidad para tratar residuos domésticos de manera efectiva y eficiente para proteger la salud, la calidad del agua, y para apoyar al suministro de agua, ya que las aguas residuales descentralizadas suelen quedarse en la misma cuenca. Un sistema descentralizado facilita a la comunidad elaborar esquemas de reutilización de agua con distintos fines y así reducir la demanda inapropiada de agua potable (Capodaglio, Callegari, Cecconet, & Molognoni, 2017).

Un sistema descentralizado es sostenible cuando, además de ser bajo en costos, y de fácil construcción, operación y mantenimiento, integra el tratamiento de aguas residuales con la reutilización del subproducto del tratamiento, beneficiando a la comunidad económicamente. Busca elaborar un sistema cíclico donde no se generen residuos contaminantes para disposición al ambiente (Valencia, Silva, & Narváez, 2010).

2.3.Fases del tratamiento de aguas residuales

De manera general, una planta de tratamiento de aguas residuales evacúa sólidos, reduce la materia orgánica y los contaminantes y restituye la presencia de oxígeno. Los sólidos incluyen todo, desde trapos y maderas, a arena y partículas pequeñas que se encuentran en las aguas residuales. La disminución de la materia orgánica y de los contaminantes se realiza con la utilización de bacterias útiles y otros microorganismos usados para consumir la materia orgánica. Las bacterias y los microorganismos son luego separados del agua. La restauración del oxígeno es importante debido a que el agua debe tener suficiente oxígeno para sostener la vida (Belzona, 2010).

Los procesos y las operaciones unitarias se agrupan bajo la denominación de tratamiento primario, secundario y terciario. El tratamiento primario se agrupan las operaciones de tipo físico, en el secundario los procesos biológicos de asimilación de la materia orgánica y el término terciario o tratamiento avanzado se aplica a las operaciones y procesos usados para remover los contaminantes no eliminados por el tratamiento primario o secundario (Rojas, 2002).

2.3.1. Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar es el proceso de remoción de los componentes de las aguas residuales, cuya presencia puede provocar problemas de funcionamiento y/o mantenimiento de los distintos procesos u operaciones unitarias que constituyen al sistema. Por ejemplo: desbaste o dilaceración para eliminación de sólidos gruesos, flotación para remoción de grasas y aceite, y desarenado para eliminación de materia gruesa suspendida que puede causar obstrucciones y desgaste en equipos (Metcalf & Eddy, 1995).

2.3.2. Tratamiento primario

El tratamiento primario tiene por objetivo eliminar una fracción de los sólidos en suspensión y de materia orgánica del agua residual. Esta remoción suele desarrollarse a través de operaciones físicas como: tamizado y sedimentación. El efluente del tratamiento primario normalmente contiene una cantidad significativa de materia orgánica y una DBO alta (Metcalf & Eddy, 1995).

2.3.3. Tratamiento secundario

El tratamiento secundario se enfoca principalmente en la remoción de sólidos en suspensión y compuestos orgánicos biodegradables, aunque generalmente se incluye la desinfección como parte del tratamiento secundario. Se define como la combinación de diferentes procesos convencionalmente usados para la eliminación de estos constituyentes, como, por ejemplo: sedimentación, tratamiento biológico con lodos activados, reactores de lecho fijo y lagunas de estabilización (Metcalf & Eddy, 1995).

2.3.4. Tratamiento terciario

El tratamiento terciario o avanzado es el nivel requerido, más allá del tratamiento secundario convencional, para eliminar compuestos tóxicos, nutrientes y excesos de materia orgánica o sólidos en suspensión. Procesos y operaciones unitarias de tratamiento secundario generalmente utilizadas son: floculación y sedimentación, filtración y carbono activado, desinfección y ósmosis inversa (Metcalf & Eddy, 1995).

La desinfección se puede alcanzar por cloración, radiación ultravioleta u ozonificación. Tanto la radiación como la ozonificación, demandan energía y altos costos, por lo cual la desinfección por cloración se convierte en la solución más sencilla y económica para un tratamiento terciario. Se basa en mantener conservar el agua tratada en un depósito final de distribución con una concentración apropiada de cloro para evitar la proliferación de microorganismos para convertirla en apta para su reutilización como agua para riego de jardines y plantas. Las desventajas de la cloración son: se requiere empleo y manipulación de un producto químico (hipoclorito de sodio), ciertos cultivos son vulnerables ante ciertos niveles de cloro libre, y se necesita un depósito exclusivo para realizar la cloración (Belzona, 2010).

2.3.5. Tratamiento de lodos

Los lodos producidos por el tratamiento de aguas residuales se componen de residuos depositados en las distintas unidades. Previamente a su disposición, deben ser acondicionados debido al alto contenido de materia orgánica putrescible. Mientras más avanzado sea el proceso de tratamiento, existe mayor posibilidad de reutilización de los lodos. Los procesos típicos de manejo de lodos son: deshidratación o secado, digestión anaerobia o aerobia, oxidación y acondicionamiento.

Los principales objetivos del tratamiento de lodos son: reducir significativamente la materia orgánica volátil, aumentar los sólidos fijos, disminuir la humedad, posibilitar el drenaje del agua contenida en los lodos y producir gases, principalmente metanos para su aprovechamiento energético (Metcalf & Eddy, 1995).

2.4. Caracterización de las aguas residuales

La caracterización de las aguas residuales es el proceso destinado al conocimiento integral y estadísticamente confiable de las características del agua residual (doméstica e industrial) e integrado por la toma de muestras, medición de caudal e identificación de los componentes físicos, químicos, biológicos y microbiológicos (TULSMA, 2003).

El muestreo es la recolección de un volumen predeterminado de agua residual con aplicación de una técnica definida. Una muestra puntual es aquella tomada en una hora determinada. Mientras que una muestra compuesta se forma por la mezcla de cuotas de muestras individuales, con volúmenes parciales proporcionales al caudal y tomadas a intervalos durante un periodo de tiempo determinado, normalmente 24 horas. El punto de muestreo es el lugar de extracción de muestras representativas del caudal analizado (EMAAP Q, 2005).

Para este caso de estudio, se realizará un muestreo compuesto en el punto de entrada del afluente a la planta, y un muestreo puntual en la entrada y salida de la fosa séptica y del filtro. La entrada a la fosa representa la entrada al sistema y la salida del filtro, la salida de la planta.

La importancia del muestreo radica en que representan la materia prima para la determinación en laboratorio de los componentes físicos, químicos y microbiológicos del agua residual, lo que sienta una base para la selección de la alternativa de tratamiento más adecuada para remover aquellos que sean contaminantes. Si se trata de una evaluación a un sistema existente, los resultados arrojados por el muestreo, revelan un diagnóstico de la eficiencia del tratamiento actual. Este estudio contempla tanto la implementación de nuevas unidades de tratamiento como la evaluación de las existentes.

El aforo de caudales es de significativa importancia para determinar la variación de los mismos durante el tiempo. Los dispositivos para realizarlo normalmente se encuentran en la fase preliminar del tratamiento. Los métodos más usados para la medición de caudales son: volumétrico, por vertedero y por medidor de régimen crítico, como la canaleta Parshall (Pulla & Tapia, 2018).

El método volumétrico, a ser utilizado en este estudio, consiste en medir el tiempo que se tarda en llenar un recipiente de volumen definido. Se tomarán varias medidas del tiempo que

tarda en llenarse el recipiente y se promediarán para obtener un valor más preciso, cada hora, durante 24 horas seguidas. Se expresa según la ecuación:

$$Q = \frac{V}{t}$$

Donde:

- Q: caudal (L/s)
- V: volumen del recipiente de aforo (L)
- t: tiempo de llenado del recipiente (s)

2.5. Parámetros de diseño

Los criterios considerados para el diseño y la construcción de las unidades que componen a un sistema de tratamiento de aguas residuales, se denominan parámetros de diseño. Estos se constituyen primordialmente por el periodo de diseño, la población de diseño y los caudales de diseño.

2.5.1. Periodo de diseño

Representa el tiempo para el cual se diseña un sistema o un componente de este. Este periodo contempla la capacidad de atender la demanda proyectada para este tiempo. Para su determinación se considera: demanda futura, densidad poblacional actual, durabilidad de equipos empleados, calidad de la construcción, operación y mantenimiento, programación de inversiones, factibilidad de ampliaciones y modificaciones, tasas de crecimiento de la población, y comercio e industria (EMAAP Q, 2005).

2.5.2. Población de diseño

La importancia de proyecciones poblacionales certeras radica en que, por un lado, se obtiene información útil para la planificación local y regional, y por otro, se precisa con detalle las futuras demandas de necesidades básicas, dentro de las cuales se encuentra el saneamiento (CELADE, 1984). A continuación, se describen los métodos de proyección a ser utilizados para la definición de la población de diseño.

A. Método aritmético

Método que asume que el crecimiento poblacional es constante, por lo que se obtiene el promedio anual de años anteriores y se aplica para la población futura. Se calcula así:

$$P_f = P_a + r_p t$$
$$r = \frac{P_{n+1} - P_n}{t_{n+1} - t_n}$$
$$r_p = \frac{r_1 + r_2 + r_3 + \dots + r_n}{n}$$

Donde:

- P_f : población futura (hab)
- P_a : población inicial (hab)
- P_{n+1} : población en el año $n+1$ (hab)
- P_n : población en el año n (hab)
- r_p : tasa de crecimiento promedio (%)
- r : tasa de crecimiento en el periodo considerado (%)
- r_n : tasa de crecimiento en el año n (%)
- t : periodo de tiempo considerado (años)
- t_{n+1} : año $n+1$ considerado (años)
- t_n : año n considerado (años)
- n : número de años considerados (años)

B. Método geométrico

Método que asume un aumento constante porcentual, no absoluto, por lo que se calcula una cifra promedio y se aplica para la población futura. Se calcula así:

$$P_f = P_a(1 + r_p)^t$$

$$r = \left(\frac{P_{n+1}}{P_n}\right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

$$r_p = \frac{r_1 + r_2 + r_3 + \dots + r_n}{n}$$

Donde:

- P_f : población futura (hab)
- P_a : población inicial (hab)
- P_{n+1} : población en el año $n+1$ (hab)
- P_n : población en el año n (hab)
- r_p : tasa de crecimiento promedio (%)
- r : tasa de crecimiento en el periodo considerado (%)
- r_n : tasa de crecimiento en el año n (%)
- t : periodo de tiempo considerado (años)
- n : número de años considerados (años)

C. Método de tasas decrecientes

El método asume que, mientras crece la ciudad, la tasa de crecimiento se vuelve más baja. La población se acerca al valor de la saturación de una manera asintótica (von Sperling, 2007). Se calcula así:

$$\frac{dP}{dt} = K_d(P_s - P)$$

$$P_t = P_0 + (P_s - P_0) \cdot [1 - e^{-K_d \cdot (t - t_d)}]$$

$$P_s = \frac{2P_0P_1P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0P_2 - P_1^2}$$

$$K_d = \frac{-\ln \left[\frac{P_s - P_2}{P_s - P_0} \right]}{t_2 - t_0}$$

Donde:

- dP/dt : tasa de crecimiento de la población en función del tiempo (hab/año)
- P_i : población del año i (hab)
- K_d : coeficiente de población
- t_i : año i

2.5.3. Caudales de diseño

El caudal medio diario es aquel observado en el periodo de un año y se compone de las aguas residuales domésticas, industriales, por infiltración y por conexiones ilícitas.

El caudal de aguas residuales domésticas es el producto de la dotación, el coeficiente de retorno y la población de diseño. La dotación es la cantidad de agua asignada, en planificación y diseño, a un habitante para cubrir su consumo diario. Por otro lado, el coeficiente de retorno es la porción de agua potable que después de utilizada se expide a la red de alcantarillado. Su estimación se basa en el análisis de información específica de la localidad, mediciones de campo y/o valores propuestos por las Normas de diseño de sistemas de alcantarillado por la EMAAP-Q.

El caudal de aguas residuales industriales es el que se emite desde establecimientos manufactureros o comerciales. Tanto el volumen como la composición del agua residual industrial depende principalmente del grado de industrialización de la localidad.

La infiltración es el agua que entra al sistema a través de juntas defectuosas, fracturas, grietas, o paredes porosas. La cantidad de agua que ingrese al sistema depende de: longitud de la red de alcantarillado, diámetros de las tuberías, tipo de suelo, profundidad del nivel freático, topografía, porosidad del material de la tubería, tipo de juntas, etc.

Las conexiones ilícitas o aportaciones incontroladas corresponden a aguas pluviales que se descargan a la red por medio de alcantarillas pluviales, drenes de cimentaciones, bajantes de edificaciones y tapas de pozos de revisión. Su caudal puede estar en el orden del 5 al 10% del caudal máximo horario de aguas residuales (Pulla & Tapia, 2018).

Otros caudales de diseño importantes son: máximo diario, máximo horario, mínimo diario, mínimo horario.

2.6. Normativa vigente

El Código Orgánico del Ambiente (COA) entra en vigencia en 2018 y se reglamenta en 2019, siendo la normativa de gestión ambiental más importante del país. Esta reemplaza al Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (TULSMA), el cual había estado vigente por los últimos 15 años en el Ecuador.

Siendo las aguas residuales y los lodos producidos por su tratamiento, considerados como desechos peligrosos, su gestión se ve regulada específicamente en el Libro 3 *Calidad Ambiental*, Título 7 *Gestión integral de residuos y desechos*, Capítulo 4 *Gestión integral de residuos y desechos peligrosos y/o especiales*, del COA.

Por otro lado, la *Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: recurso agua*, contiene los criterios de calidad que debe cumplir el agua residual tratada para ser descargada en un cuerpo de agua dulce. Los criterios más importantes se enumeran en la Tabla 1 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y grasas	Sustancias solubles en hexano	mg/l	0,3
Coliformes fecales	NMP/100ml		Remoción > al 99,9%
Color real	Colore real	Unidades de color	Inapreciable en dilución: 1/20
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	DBO ₅	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/l	250
Fósforo Total	P	mg/l	10
Materia flotante	Visibles		Ausencia
Nitratos + Nitritos	Expresado como Nitrógeno (N)	mg/l	10
Nitrógeno total	N	mg/l	15
Potencial de Hidrógeno	pH		5-9
Sólidos Sedimentables		mg/l	100
Sólidos Suspendidos Totales		mg/l	100
Sólidos totales		mg/l	1600
Temperatura	°C		<35

Tabla 1 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

2.7. Operación y mantenimiento de una PTAR

El diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales debe ser tal que, al operarse de forma apropiada, se produzca un caudal continuo y de calidad requerida. Una operación exitosa incluye la capacidad del operador para ajustar el funcionamiento de equipos, de existir, para distintos requerimientos y la posibilidad de determinación de características del efluente para según eso adecuar el funcionamiento de la planta (Romero, 2010).

El mantenimiento se define como la capacidad de conservar equipos, estructuras y accesorios componentes del sistema en condiciones apropiadas para prestar el servicio para lo cual fueron diseñados. Por esta razón, es significativo operar eficientemente el sistema. Para garantizar un mantenimiento adecuado se requiere de: actividades de mantenimiento y responsables de las mismas claramente definidos; personal competente; programa de mantenimiento preventivo que incluye objetivos y presupuesto; repuestos, herramientas y controles indispensables; y registro para control posterior. Para el mantenimiento de unidades, se debe contemplar, desde el diseño, suficientes accesorios y conexiones que faciliten la derivación de caudal (Romero, 2010).

Los principales inconvenientes que afectan a la operación y mantenimiento de plantas de tratamiento son: entrada descontrolada de material durante precipitaciones fuertes, taponamiento de unidades de pretratamiento y descargas o conexiones ilegales. Esquemas de

organización comunitaria para operación y mantenimiento, drenaje adecuado de caminos no pavimentados y pendientes naturales, concientización de la población sobre la importancia del tratamiento sostenible de aguas residuales, control municipal para frenar conexiones ilícitas, son algunas de las medidas que pueden llevarse a cabo con el fin de alivianar la operación y el mantenimiento de las plantas descentralizadas (Alvarado, Larriva, Sánchez, Idrovo, & Cisneros, 2017).

Capítulo 3 – Evaluación de la PTAR

3.1.Ubicación y descripción general de la zona de estudio

Tutupali Grande posee un clima ecuatorial frío de montaña. La altura y la exposición son factores que condicionan las temperaturas y las lluvias. Las temperaturas máximas rara vez sobrepasan los 20°C, en tanto que las mínimas llegan a valores inferiores a 0°C; las medias anuales fluctúan entre 10 y 12°C. La gama de los totales pluviométricos anuales va de 800 a 2000mm y la mayoría de lluvias son de larga duración, pero de baja intensidad. La humedad relativa es siempre superior al 80% (GAD Parroquial Tarqui, 2015).

La PTAR Tutupali Grande está ubicada en la parroquia Tarqui, en el sector Tutupali Grande, a 17km al suroeste de la ciudad de Cuenca. El sistema se encuentra en las coordenadas Latitud: 2°58'49.9''S Longitud: 79°04'58.1''O. Altura: 2915msnm. La Ilustración 1 muestra la ubicación de la planta con respecto a la ciudad de Cuenca. Mientras que la Ilustración 2 brinda una vista satelital de la localización de la planta de tratamiento.

Según la Memoria Técnica del Estudio y Diseño Definitivo de Infraestructura de Alcantarillado Sanitario para la comunidad de Tutupali Grande, elaborada en 2003, su población se asienta en su mayoría cerca del centro de la comunidad y alrededor del corredor vial de ingreso a la misma. Topográficamente se encuentra delimitada hacia el Sur por la quebrada Guanán (Orellana, 2003). La planta cubre un área de 41,5Ha (ETAPA EP, 2021) que comprende justamente el asentamiento mayor.

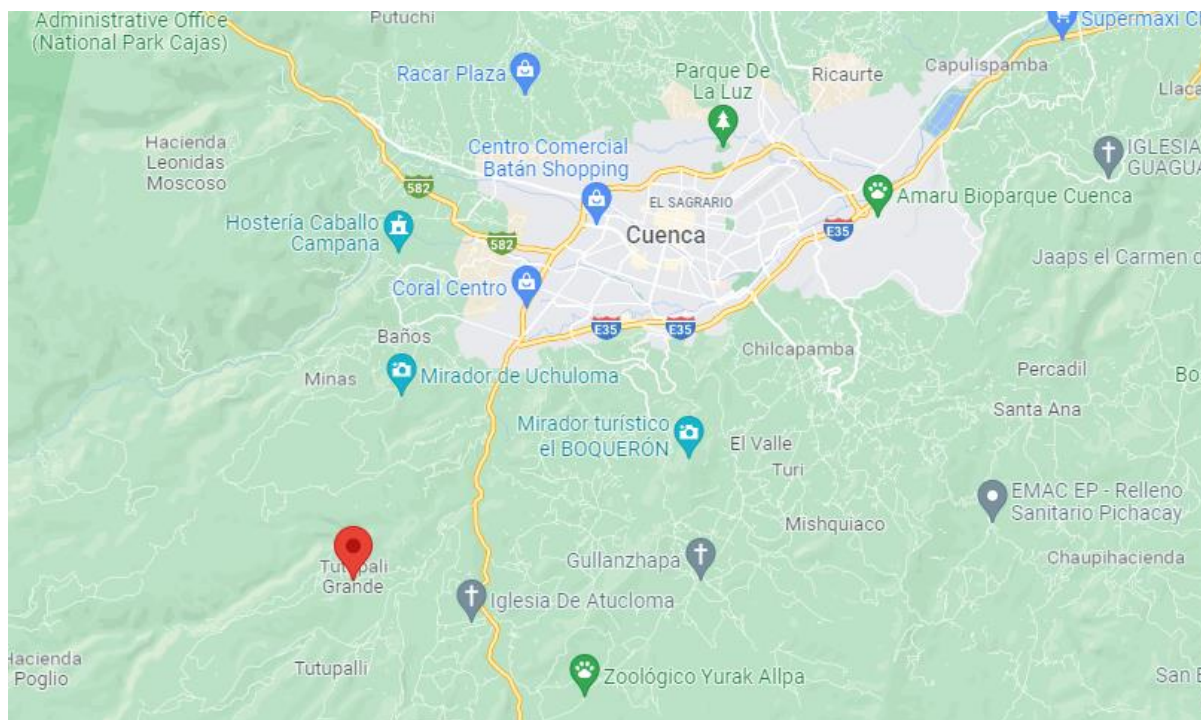


Ilustración 1 Ubicación de la PTAR Tutupali Grande con respecto a Cuenca

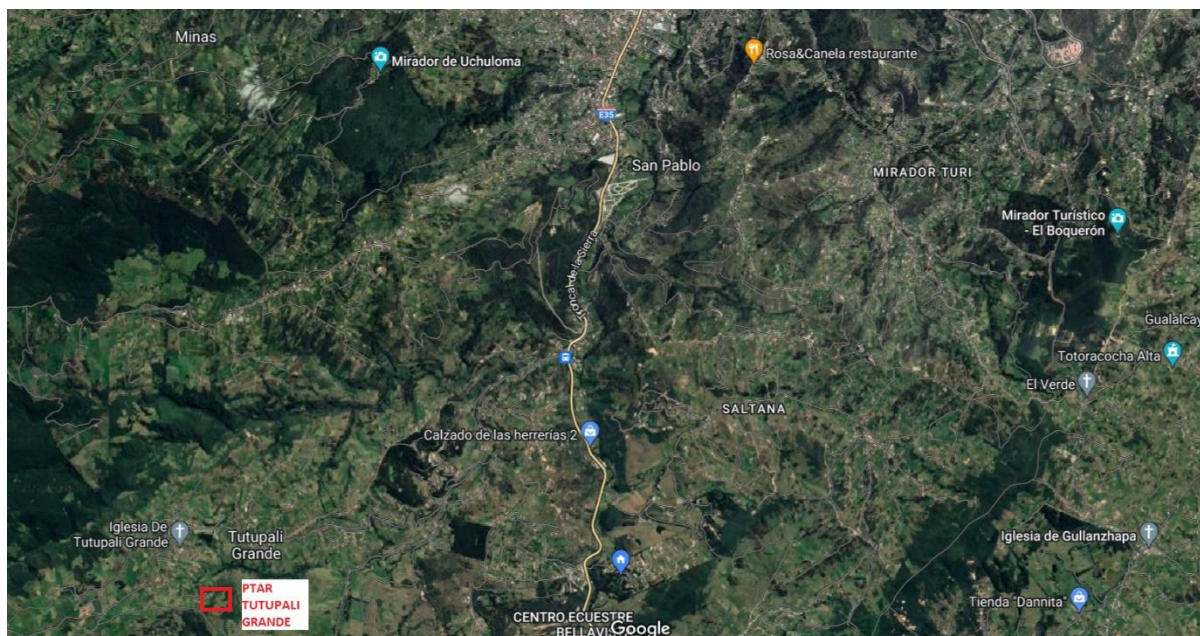


Ilustración 2 Vista satelital de la localización de la PTAR Tutupali Grande

3.2. Caracterización física, química y microbiológica

En los meses de noviembre de 2020 y marzo de 2021 se realizó la caracterización de la PTAR a través de dos campañas de muestreo. Se tomó muestras tanto del afluente como del efluente de la planta de tratamiento. Los análisis se realizaron en el Laboratorio de Gestión Ambiental de ETAPA EP. Asimismo, dicha institución proporcionó datos de caracterizaciones llevadas a cabo en fechas anteriores. ETAPA ha realizado 29 caracterizaciones en la PTAR de Tutupali desde 2016 hasta 2021. Del análisis realizado a las caracterizaciones históricas, se identificaron valores atípicos que podrían incluir errores en el muestreo o análisis; y, en conjunto con la supervisión de la tesis y la coordinación de las plantas rurales de ETAPA se excluyó valores puntuales de la base de datos original.

Los valores de concentración tanto del afluente como del efluente se refieren a la mediana para cada una de las caracterizaciones que se analizan a continuación. Esto se debe a que, a diferencia de la media, la mediana no se ve influenciada de sobremanera por valores pico de caracterizaciones específicas. Dicho análisis se desarrolla en comparación con los parámetros establecidos por la Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: recurso agua, cuyos valores se detallaron en la sección 2.6 Normativa vigente de este informe.

3.2.1. Características físicas

Sólidos Suspendidos Totales (SST)

Según las series históricas, recuperadas por ETAPA, la mediana de la concentración de SST en el afluente es de 135mg/L. En el afluente, existen datos que representan concentraciones muy bajas de sólidos suspendidos totales, es decir, se encuentran significativamente diluidos, lo que representa un aporte importante de aguas de infiltración, ya sea pluviales o freáticas.

Estos valores no son típicos de sistemas separados de alcantarillado, como es el caso de Tutupali Grande.

Mientras que, la mediana de la concentración de SST en el efluente es de 57mg/L. Siendo el límite máximo establecido por la normativa de 100mg/L, el efluente claramente cumple con la normativa. Sin embargo, en la Ilustración 3 se puede observar que cuatro valores de la salida se encuentran sobre este límite, representado por una línea gruesa de color negro.

Según las caracterizaciones puntuales realizadas en noviembre de 2020 y marzo de 2021, la concentración de SST en el afluente es de 1520 y 792mg/L, respectivamente. La concentración de sólidos es mayor en noviembre que en marzo, lo que indica que en marzo se tenía una influencia mayor de las aguas de infiltración. La salida de noviembre sobrepasa el límite máximo establecido por la normativa ambiental, lo que quiere decir que, en esas condiciones de flujo, la planta no funcionaba correctamente en relación a la remoción de sólidos suspendidos totales. En la Tabla 2, se muestran estos valores.

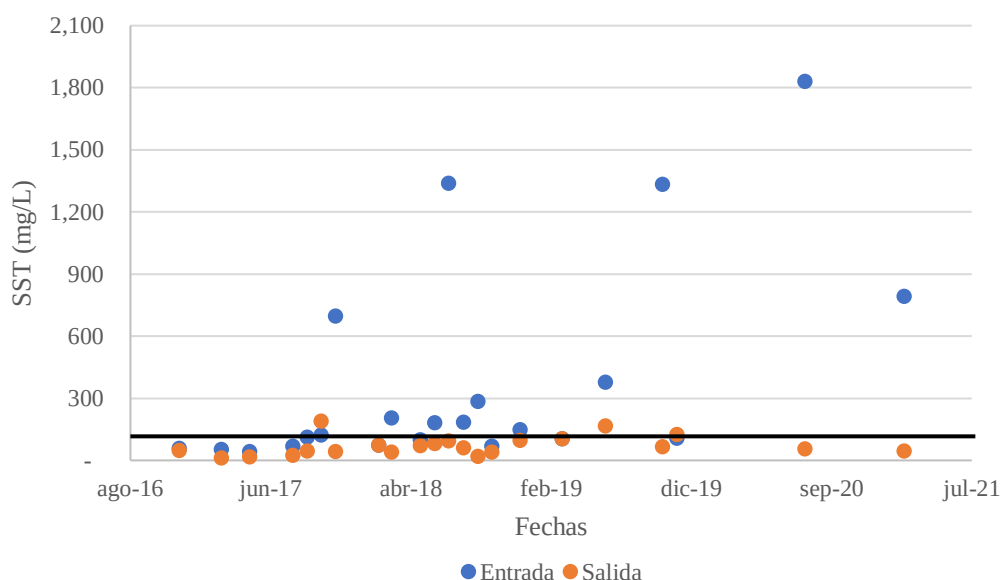


Ilustración 3 Análisis histórico de los Sólidos Suspendidos Totales (SST)

Fecha	Entrada	Salida	Límite	Cumple
nov-20	1,520	158	100	NO
mar-21	792	43	100	OK
Media	1,156	101	-	-

Tabla 2 Sólidos Suspendidos Totales (SST) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

Sólidos Totales (ST)

La concentración de ST en el afluente es de 407mg/L (valor de la mediana de la serie histórica). Existen algunos valores disparados en cuanto a la concentración del afluente, esto se puede deber a que el muestreo se realizó en condiciones no representativas, es decir, la se tomó una muestra de un flujo estancado o algún sólido flotante.

En tanto que, la concentración de ST en el efluente es de 300mg/L (asimismo la mediana). El límite máximo establecido por la normativa es 1600mg/L para descargas en cuerpos de agua dulce, por lo que el efluente cumple con la misma. La Ilustración 4 muestra que, de la misma

manera, todos los valores de salida se encuentran por debajo del límite, incluso por debajo de los 800mg/L. Por lo que, se infiere que el límite establecido por la normativa permite descargas con concentraciones de ST altas, y posee el mismo valor que para una descarga en alcantarillado, cuando debería ser menor, sobre todo para cuerpos pequeños de agua dulce, como es en este caso un arroyo.

En cuanto al muestreo realizado en noviembre de 2020 como parte de este estudio, el valor de ST en la entrada está sobre los 2000mg/L y el de salida no llega a ser ni el 40% del límite, es decir, se encuentra muy por debajo del mismo, confirmando lo establecido en el párrafo anterior. El segundo muestreo, de marzo de 2021, es incluso más ilustrativo, puesto que el valor de entrada de ST ya es menor al límite tipificado, y el de salida no supera ni el 25% del valor techo. Estos valores se detallan en la Tabla 3.

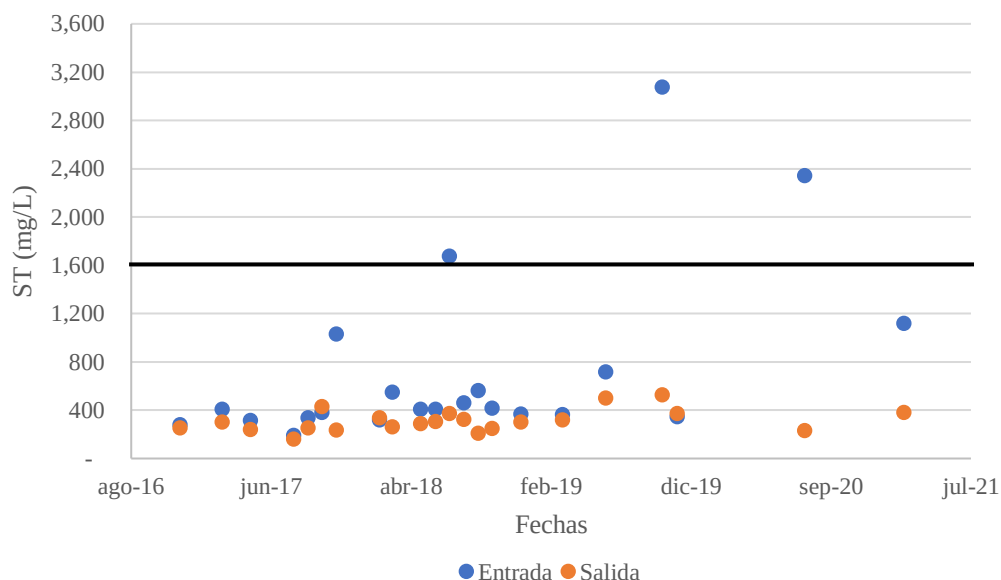


Ilustración 4 Análisis histórico de los Sólidos Totales (ST)

Fecha	Entrada	Salida	Límite	Cumple
nov-20	2,090	636	1,600	OK
mar-21	1,119	381	1,600	OK
Media	1,605	509	-	-

Tabla 3 Sólidos Totales (ST) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

3.2.2. Características químicas

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)

El valor de la mediana de la serie histórica de la demanda bioquímica de oxígeno en el afluente es de 129mg/L. Esto representa una gran disolución de las aguas residuales domésticas e industriales en aguas de infiltración y de conexiones ilícitas, puesto que valores así de bajos no son típicos de aguas residuales de sistemas de alcantarillado separado.

El límite máximo establecido por la normativa es de 100mg/L, por lo que el efluente cumple con la normativa, debido a que presenta una DBO₅ de 50mg/L. La Ilustración 5 muestra que tres de los valores de salida están sobre el límite.

Los valores de la demanda biológica de oxígeno tanto de la entrada como de la salida de flujo de noviembre de 2020, son mayores a aquellos correspondientes a marzo de 2021. Esto demuestra que en marzo existía mayor caudal de aguas de infiltración, ya sean pluviales o freáticas, y, por lo tanto, causó mayor dilución en el flujo.

Las condiciones bajo las cuales trabajó la planta en noviembre de 2020 manifiestan que la misma no resultó ser eficiente a la hora de disminuir la DBO₅, puesto que el afluente presenta un valor cinco veces mayor al límite máximo establecido por la normativa. En la Tabla 4, se muestran estos valores.

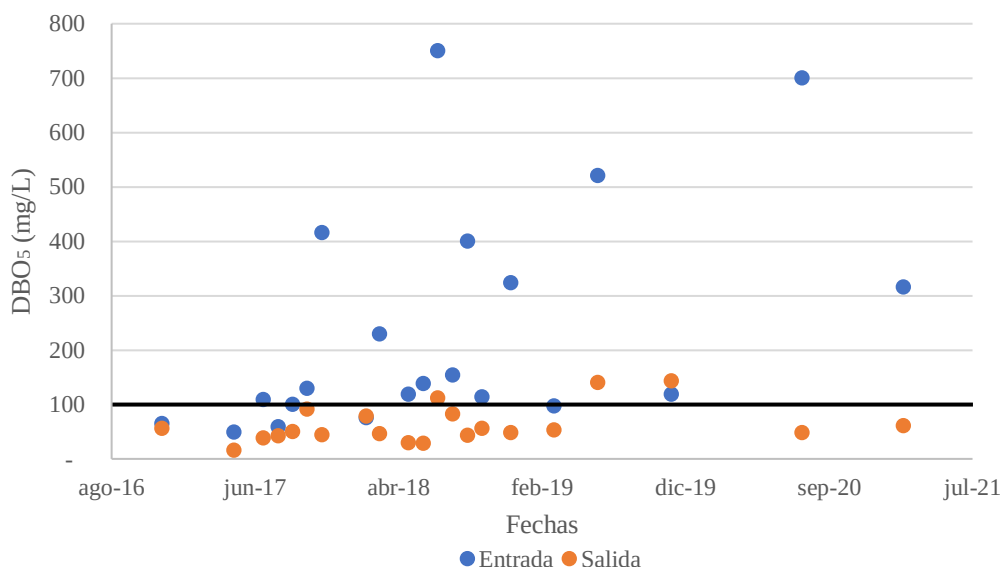


Ilustración 5 Análisis histórico de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)

Fecha	Entrada	Salida	Límite	Cumple
nov-20	950	520	100	NO
mar-21	315	60	100	OK
Media	633	290	-	-

Tabla 4 Demanda biológica de oxígeno (DBO₅) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

Demanda Química de Oxígeno (DQO)

Así como en los casos de los parámetros anteriores, los datos de la serie histórica representan dilución de aguas negras en volúmenes importantes de infiltración.

En base a las medianas de la serie histórica de la demanda química de oxígeno, su valor en el afluente es 387mg/L. Los valores más altos de la demanda, como por ejemplo 1900mg/L, pueden revelar que las muestras tomadas en aquellas caracterizaciones fueron no representativas, es decir, se rescató flujo detenido o algún sólido flotante.

Si bien el valor de la mediana de la DQO a la salida de la planta tiene un valor de 170mg/L, el cual se encuentra bajo el límite máximo de 250mg/L, en la Ilustración 6 se observa que más de la tercera parte de los datos sobrepasan este límite.

Asimismo, si se rescatan los valores de las caracterizaciones llevadas a cabo en noviembre de 2020 y marzo de 2021, se evidencia que el tratamiento para la disminución de la demanda química de oxígeno no es efectivo, puesto que ambos valores de salida sobrepasan el límite

máximo establecido por la normativa. Si bien el valor del efluente de marzo de 2021, excede muy poco el límite, indica mayor dilución y no necesariamente un tratamiento efectivo, bajo esas condiciones del afluente. En la Tabla 5 se detallan estas cantidades.

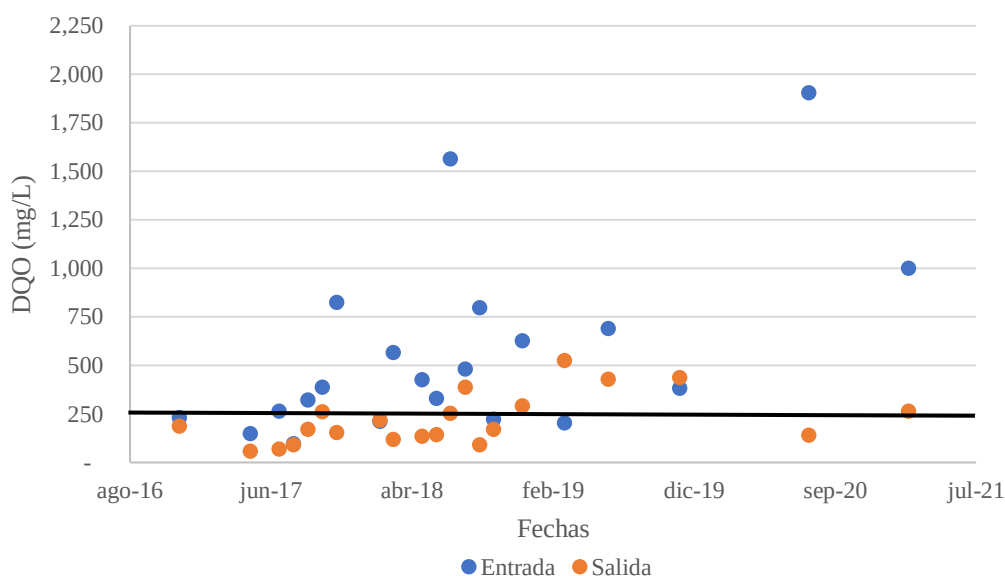


Ilustración 6 Análisis histórico de la Demanda Química de Oxígeno (DQO)

Fecha	Entrada	Salida	Límite	Cumple
nov-20	1,703	961	250	NO
mar-21	1,001	263	250	NO
Media	1,352	612	-	-

Tabla 5 Demanda química de oxígeno (DQO) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

DQO/DBO₅

La relación DQO/DBO₅ representa un indicador de la fracción biodegradable en las aguas residuales crudas. En la entrada del sistema, esta relación tiene un valor de 2,48, mientras que, en la salida tiene un valor de 3,09, el cual representa un valor para que un tratamiento biológico funcione adecuadamente, es decir, posee una buena fracción biodegradable. Los datos históricos de esta relación se muestran en la Ilustración 7. La mayoría de estos se encuentran en un rango de 2,5 a 4,0.

En cuanto a las caracterizaciones ejecutadas para este estudio, los valores obtenidos en marzo de 2021 muestran una mejor relación que aquellos de noviembre de 2020. Estos se detallan en la Tabla 6.

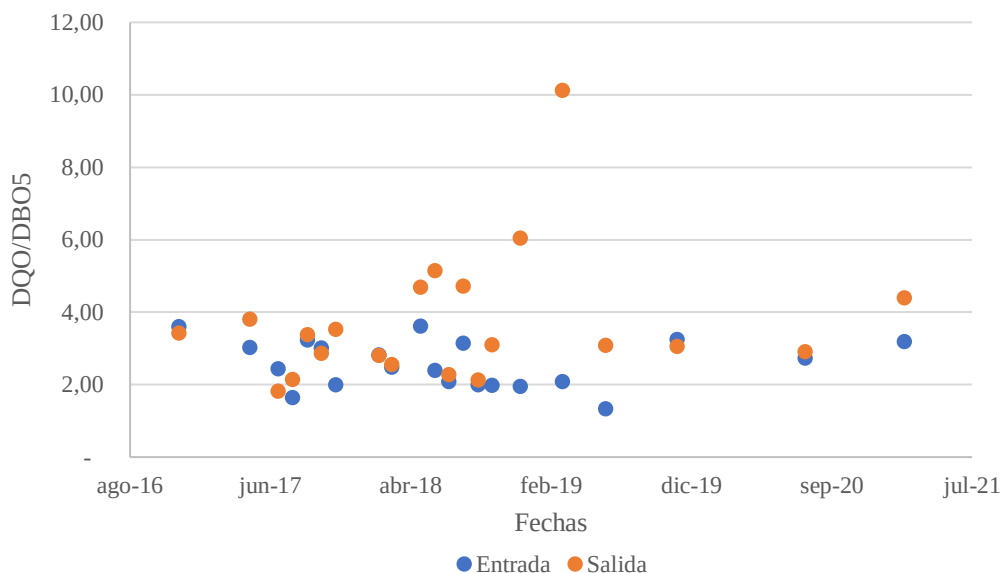


Ilustración 7 Análisis histórico de la Relación DQO/DBO₅

Fecha	Entrada	Salida
nov-20	1,79	1,85
mar-21	3,18	4,38
Media	2,49	3,12

Tabla 6 Relación DQO/DBO₅ en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

Fósforo total (P)

La concentración de fósforo total en el afluente es 4,79mg/L, en base a la mediana de las caracterizaciones históricas. Mientras que el valor de entrada más alto sobrepasa los 12mg/L.

El límite máximo establecido por la normativa es 10mg/L, por lo que el efluente cumple con la normativa, puesto que la mediana es 3,02mg/L en cuanto a la concentración de fósforo. En la Ilustración 8 se revela que todos los valores de salida se encuentran bajo el límite, incluso todos son menores a 6mg/L. Esto indica que la planta provee un tratamiento eficiente para la remoción de fósforo total.

En cuanto a las caracterizaciones realizadas para este estudio, ambas cumplen con el límite máximo en la salida. Sin embargo, así como con los parámetros anteriores, el fósforo total de marzo también muestra el hecho de que el caudal de aguas negras se encontraba diluido en aguas de infiltración, por lo que representa un valor atípico de fósforo. En la Tabla 7 se detallan estos valores.

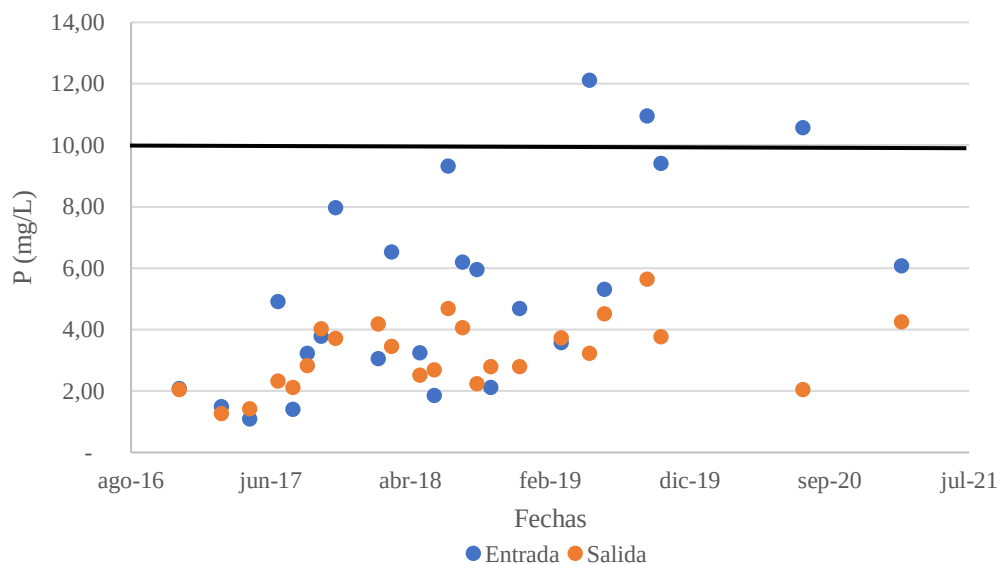


Ilustración 8 Análisis histórico del Fósforo Total

Fecha	Entrada	Salida	Límite	Cumple
nov-20	11,19	7,76	10	OK
mar-21	6,06	4,24	10	OK
Media	8,63	6,00	-	-

Tabla 7 Fósforo total (P) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

Nitrógeno Total Kjeldahl (NTK)

El nitrógeno total Kjeldahl es la suma del nitrógeno amoniacal y el nitrógeno orgánico, parámetros que se encuentran diferenciados en los resultados de los análisis de laboratorio.

Según las medianas de las concentraciones del nitrógeno total a lo largo del tiempo, el afluente contiene 36,56mg/L, mientras que el efluente, 31,66mg/L. Los valores marcados en azul en la Ilustración 9 muestran que las concentraciones de nitrógeno total son excesivamente altos en la entrada de la planta. Este hecho, sumado a que los valores de DBO₅ son bajos, es una consecuencia típica de que en la zona se ejecutan actividades de ganadería.

Como se observa en la Ilustración 9, ningún valor de la salida cumple con el límite máximo establecido por la normativa, es decir 15mg/L. Por lo tanto, evidentemente la mediana de las concentraciones se encuentra muy por encima del límite.

Al revisar la caracterización de noviembre de 2020, se observó que la concentración de nitrógeno total de la entrada y de la salida son los mismos, lo cual muestra que la planta bajo esas condiciones de flujo no realizó ningún tipo de remoción. El valor de la salida es casi cuatro veces más alto que el valor permitido de 15mg/L.

Mientras que, en la caracterización de marzo de 2021, las concentraciones tanto de entrada como de salida son menores a aquellas de noviembre. Sin embargo, la salida sigue sin cumplir el límite. Estos valores tan altos confirman la presencia importante de ganadería en la zona y la deficiencia de la planta para cubrir este parámetro antes de la descarga al cuerpo de agua más cercano. En la Tabla 8 se detallan estos resultados.

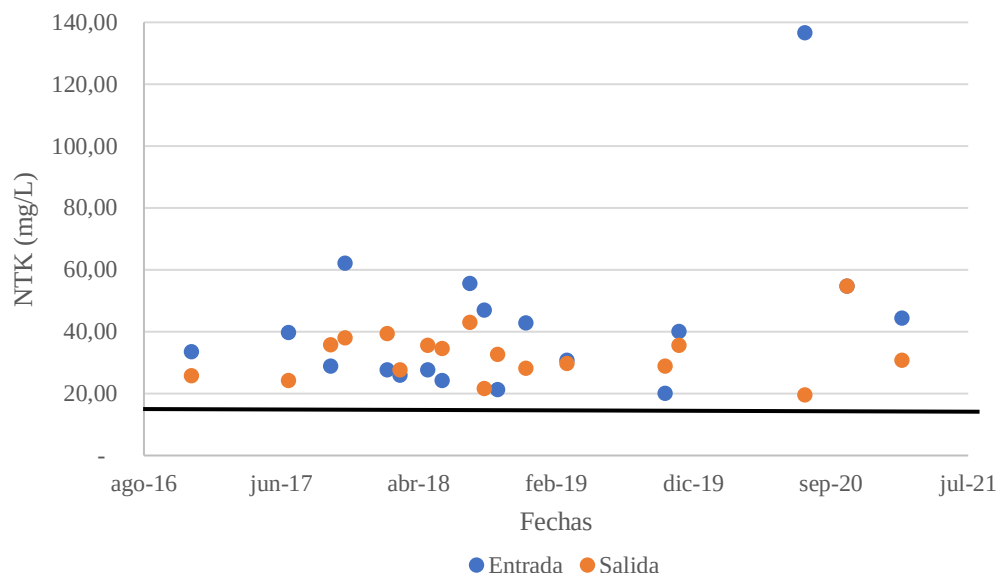


Ilustración 9 Análisis histórico del Nitrógeno Total Kjedhal

Fecha	Entrada	Salida	Límite	Cumple
nov-20	54,66	54,66	15	NO
mar-21	44,41	30,75	15	NO
Media	49,54	42,71	-	-

Tabla 8 Nitrógeno total Kjedahl (NTK) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

Potencial de Hidrógeno (pH)

El agua residual suele ser ligeramente alcalina. Sin embargo, si se consideran las medianas del pH de la serie histórica, tanto a la entrada (6,80) como a la salida (6,68) del sistema, se observa que es ligeramente ácida. Si bien la normativa establece que el pH se debe encontrar entre 5,0 y 9,0, aquellos valores menores a 6,0 se consideran atípicos y pueden estar relacionados a errores de muestreo o de análisis en el laboratorio o también a la entrada de aguas distintas a las residuales al sitio de muestreo. En la Ilustración 10 se muestran estos valores y se señala en gris aquellos valores que se encuentran fuera del intervalo permitido por la normativa.

Asimismo, como los valores históricos, los pH de noviembre de 2020 y marzo de 2021 muestran que se trata de aguas ligeramente ácidas, cuando normalmente las aguas residuales son alcalinas. Ambos valores de pH de la salida cumplen con la normativa. Sin embargo, el que pertenece al primer muestreo, se puede considerar como atípico pues es menor a 6,0, como se observa en la Tabla 9.

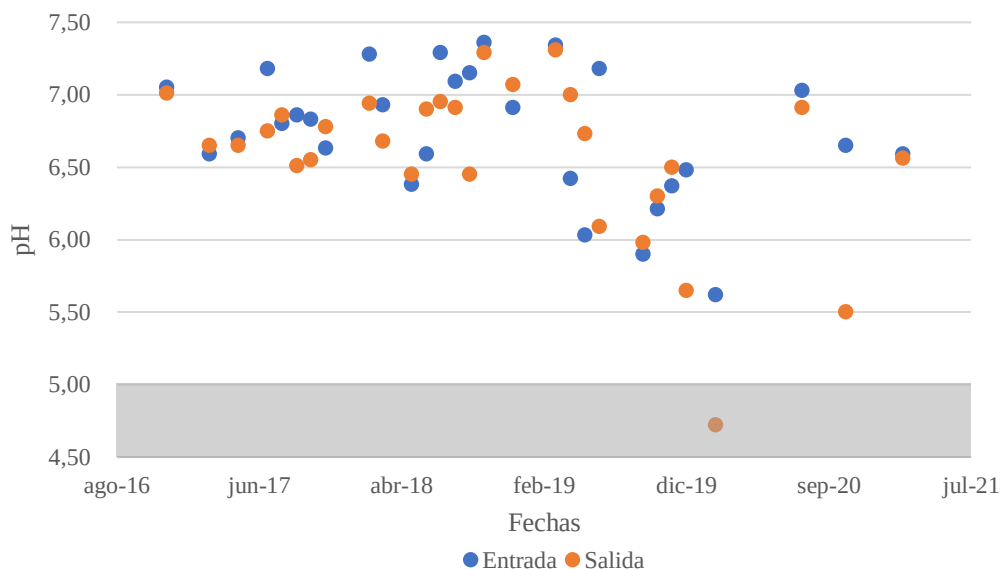


Ilustración 10 Análisis histórico del Potencial de Hidrógeno

Fecha	Entrada	Salida	Límite	Cumple
nov-20	6,65	5,50	5-9	OK
mar-21	6,59	6,56	5-9	OK
Media	6,62	6,03	-	-

Tabla 9 Potencial de Hidrógeno (pH) en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

3.2.3. Características microbiológicas

Coliformes fecales (CF)

No todos los coliformes termotolerantes son de tipo fecal. Sin embargo, están constituidos en su mayoría por *Escherichia Coli*, un coliforme patógeno que se pretende remover (Larrea, Rojas, Romeu, Rojas, & Heydrich, 2012). Según la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos la proporción de *Escherichia Coli* en coliformes termotolerantes en ambientes acuáticos es de 0,63 (US EPA, 2022).

Los resultados de los análisis de laboratorio no hacen distinción de los coliformes termotolerantes fecales de aquellos de otro origen. Por lo tanto, se aplicó el porcentaje mencionado para obtener la concentración de coliformes fecales y así comparar con la norma, que establece que se debe remover el 99,9%, es decir, tres unidades logarítmicas, de los CF antes de la descarga a un cuerpo de agua dulce.

La mediana de la serie histórica de coliformes fecales a la entrada de la planta es de $1,45E+06$, mientras que a la salida es $1,07E+06$. Sin embargo, si se compara uno a uno los valores de entrada y de salida en la Ilustración 11, se observa que ninguno cumple con la remoción del 99,9% requerida. Esto revela que la planta no funciona adecuadamente en cuanto al tratamiento microbiológico. Incluso existen cinco casos en los que a la salida se encuentran más coliformes fecales que a la entrada. Esto puede indicar que los muestreos realizados no fueron representativos o que no se llevaron a cabo apropiadamente.

En cuanto a los coliformes fecales obtenidos en el muestreo de noviembre de 2020 se observa que la concentración es la misma a la entrada que a la salida. Por lo tanto, se infiere que el muestreo o que el análisis de laboratorio no fue realizado apropiadamente. Mientras que, el muestreo realizado en marzo de 2021, se observa que se remueve 86,9% de coliformes fecales. Sin embargo, esto no alcanza para cumplir con el límite mínimo de remoción de 99,9% establecido por la normativa, como se detalla en la Tabla 10. Por lo que, se enfatiza en que el sistema no remueve los coliformes fecales de manera eficiente.

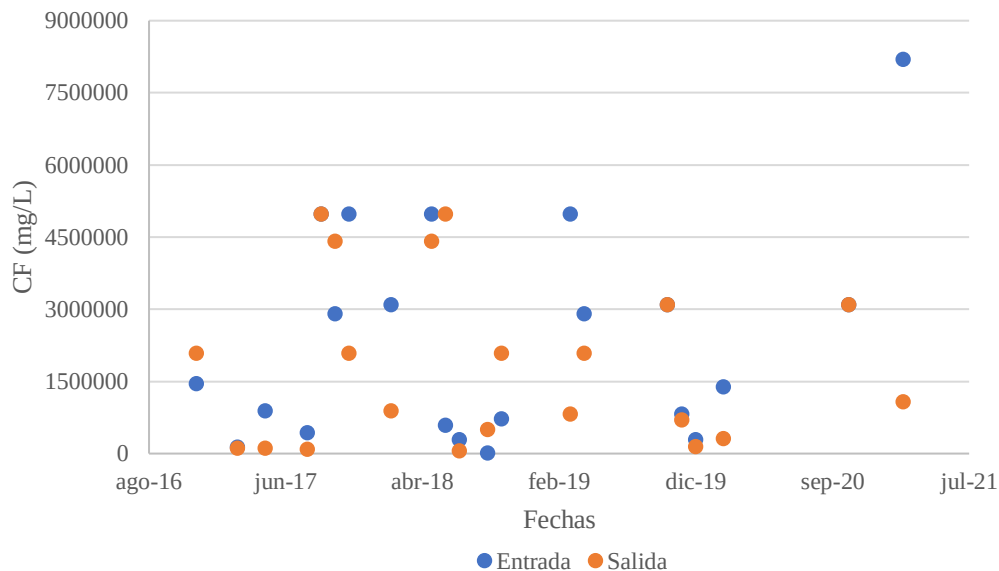


Ilustración 11 Análisis histórico de los Coliformes Fecales

Fecha	Entrada	Salida	Remueve (%)	Debe remover (%)	Cumple
nov-20	3,09E+06	3,09E+06	0,00	99,90	NO
mar-21	8,19E+06	1,07E+06	86,92	99,90	NO
Media	5,64E+06	2,08E+06	-	-	-

Tabla 10 Coliformes Fecales en caracterizaciones de nov-20 y mar-21

3.3. Configuración actual y funcionamiento de la PTAR

La planta de tratamiento de aguas residuales Tutupali Grande comprende un área de aproximadamente 472m². Las aguas residuales llegan a la planta, específicamente a un pozo de derivación, a través de una tubería de hormigón de 110mm de diámetro, proveniente del sistema de alcantarillado separado. Originalmente, se diseñó la entrada por una tubería de 300mm que luego fue reemplazada.

El pozo de derivación de 1,70x1,50m posee dos salidas. La primera, hacia un bypass de 300mm de diámetro. La segunda, a través de una tubería de 75mm (originalmente de 300mm), hacia un canal donde, según los diseños debía desarrollarse en tratamiento preliminar con una rejilla de limpieza manual. Sin embargo, la rejilla nunca se colocó. La Ilustración 12 y la Ilustración 13 muestran los diseños originales.

El canal conduce el agua residual hasta el tanque séptico, que representa el tratamiento primario. El efluente de dicha unidad se dirige hacia el filtro anaerobio de flujo ascendente, el

cual constituye la fase de tratamiento secundario. Los lodos extraídos de todas las unidades, se depositan en el lecho de secado que se emplaza paralelamente al tren de tratamiento existente.

Si bien el diseño original contemplaba el uso de tees y válvulas para la derivación del caudal de excesos y para la entrada al canal de tratamiento preliminar, estas no se colocaron en la planta y en su lugar, se construyó un muro paralelo al flujo a modo de vertedero de cresta ancha. El agua que pasa sobre el vertedero, se desvía hacia el bypass. Sin embargo, se observó en campo que este bypass no funciona adecuadamente puesto que el agua se empoza entre el vertedero y el bypass. Tampoco existe información (memorias técnicas y/o planos) de este bypass. Asimismo, se proyectó una tapa de hormigón armado sobre el pozo de derivación para su protección, que tampoco se instaló.

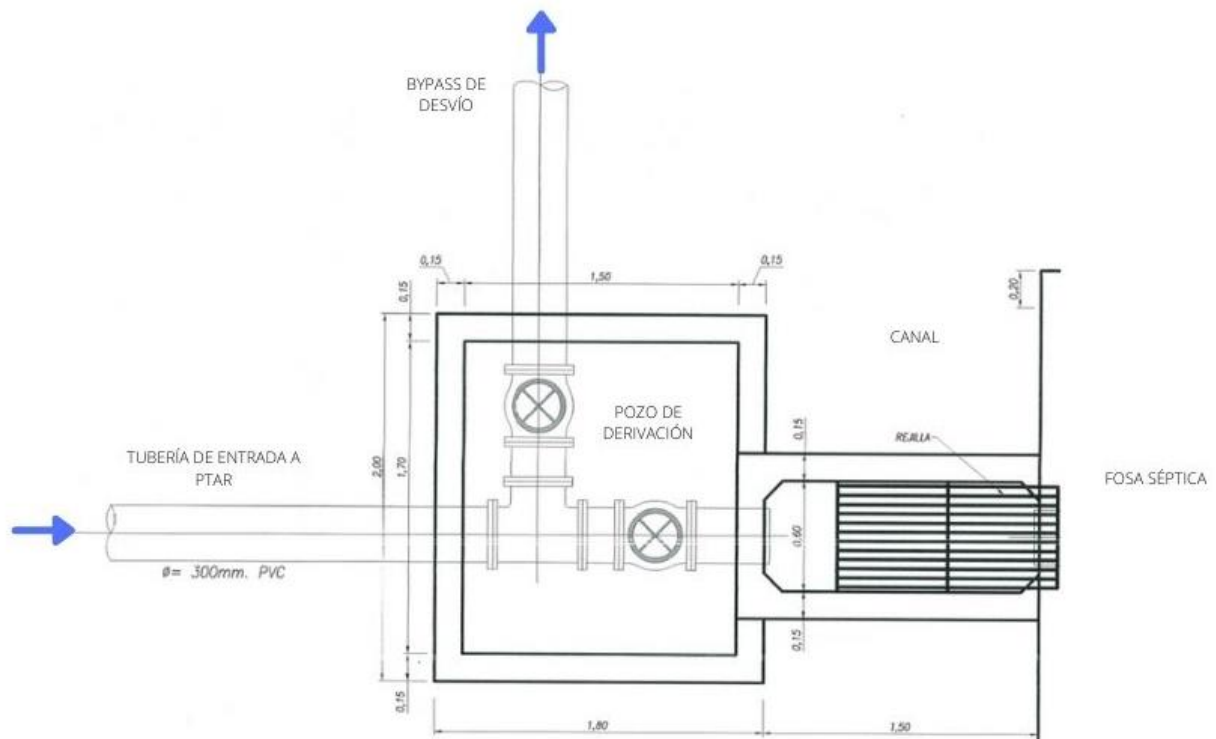


Ilustración 12 Vista en planta del pozo de revisión y canal de ingreso con rejillas
Fuente: (Orellana, 2003)

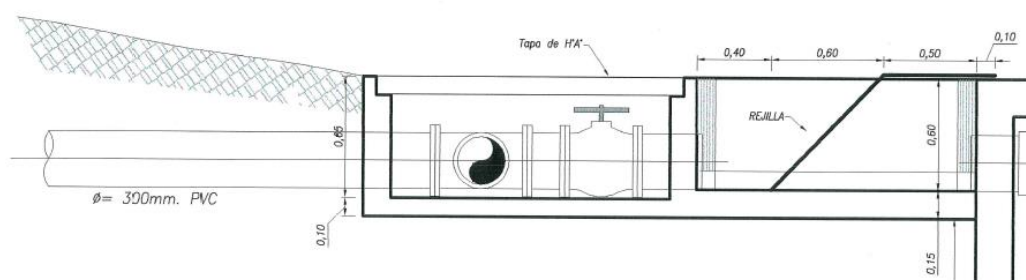


Ilustración 13 Vista en corte del pozo de revisión y canal de ingreso con rejillas
Fuente: (Orellana, 2003)

3.3.1. Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar de la planta contaba, en su diseño original, con una rejilla de barras de acero de limpieza manual emplazadas en el canal de ingreso que se encuentra entre el pozo de revisión y la fosa séptica, cuyas dimensiones son 0,60x1,50m. Sin embargo, esta rejilla nunca se colocó. El sistema no cuenta con una unidad de desarenado ni con dispositivos de control de flujo como vertederos o canaletas. Tanto el canal como las rejillas proyectadas se observan en la Ilustración 13.

3.3.2. Tratamiento primario

El tratamiento primario se da a través de un tanque séptico bicameral. Este se encuentra emplazado a continuación del canal de ingreso, conectado con una tubería de 300mm de diámetro. El tanque tiene forma rectangular, con dimensiones 2,90x8,05m. Los muros de hormigón que lo constituyen tienen 20cm de espesor. Un muro de hormigón interior de 15cm de espesor delimita las cámaras, como se expone en la Ilustración 14. Dicha ilustración es un fragmento de los planos originales.

Originalmente, el paso desde la primera hacia la segunda cámara se daba a través de un orificio horizontal de forma rectangular de 0,30x1,83m ubicado a 1,40m desde el fondo en el muro intermedio. Posteriormente, la estructura fue modificada a un paso a través de una tubería de PVC de 110mm, que se mantiene hasta la actualidad.

La losa de cubierta es de hormigón y cuenta con 0,20m de espesor. En esta se localizan dos tapas de inspección de acero de 0,60x0,60m, las cuales reemplazaron a las tapas de hormigón armado originales que se encontraban en malas condiciones. La estructura no cuenta con ductos completos para liberación de gases generados al interior del tanque, por más que en los diseños sí constan tuberías de PVC de 50mm de diámetro para este fin con una altura adecuada, según lo observado en la Ilustración 15. Solamente existen los agujeros para colocar estas tuberías, lo cual causa entrada de agua y sólidos hacia la fosa directamente.

La losa de fondo del tanque tiene, asimismo, 0,20m de espesor. Actualmente, las condiciones estructurales del tanque son adecuadas para desarrollar el tratamiento primario; y las conexiones de entrada, de paso intermedio y de salida se encuentran, asimismo, en buenas condiciones.

ETAPA EP carece de planos actualizados, por lo que las características de los accesorios modificados, fueron medidos en campo y corroborados con el personal de mantenimiento de la planta. Además, se realizó un levantamiento topográfico en febrero de 2022, con la intención de comprobar las dimensiones de las unidades, las cuales efectivamente poseen dichas extensiones.

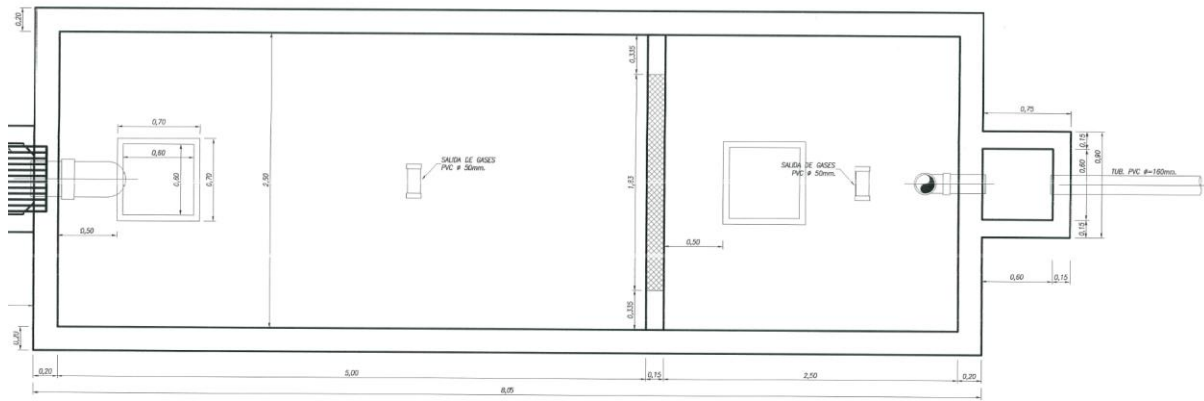


Ilustración 14 Vista en planta del tanque de sedimentación
Fuente: (Orellana, 2003)

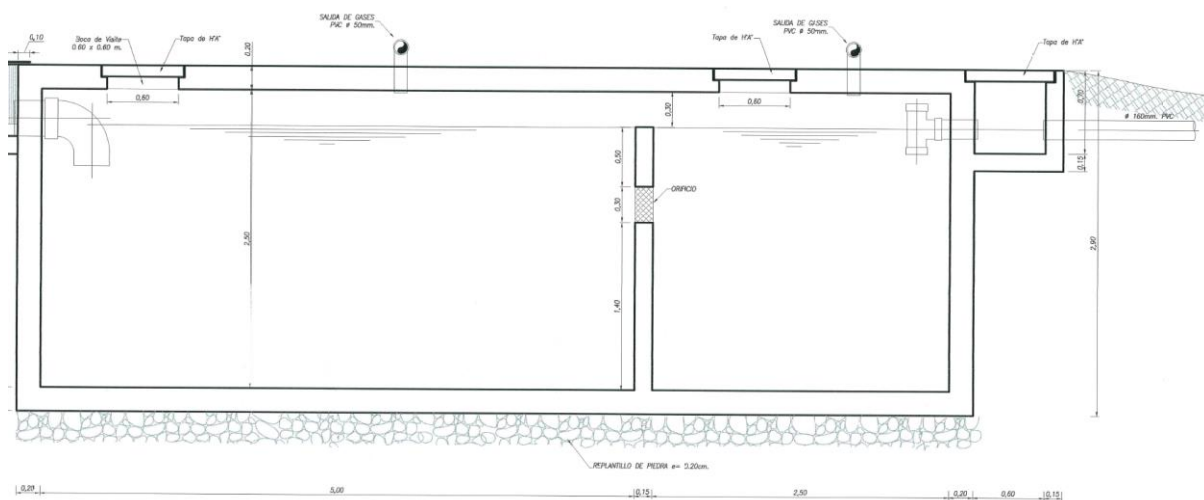


Ilustración 15 Vista en corte del tanque de sedimentación
Fuente: (Orellana, 2003)

3.3.3. Tratamiento secundario

La unidad de tratamiento secundario se constituye por un reactor anaerobio circular de flujo ascendente, de 4,30m de diámetro, que se emplaza a continuación de la fosa séptica. Dicha fosa y el reactor se conectan a través de una tubería de PVC de 160mm de diámetro ubicada en la parte inferior del reactor. El efluente de la fosa séptica se distribuye dentro del filtro a través de una tubería principal de PVC de 160mm de diámetro y 14 tuberías secundarias transversales a la principal de PVC de 110mm de diámetro.

Originalmente, se proyectó que tanto la tubería principal como las secundarias estén perforadas y se encuentren en un dren rodeado de grava con una capa superior de gravilla. Sobre esta, se planeó ubicar la capa de grava, cuyo tamaño de grano varía entre 1 a 1 ½'', con una profundidad de 1,40m. La altura sobrenadante se concibió de 0,60m. Debido a la dificultad de constatar esto en campo, se verificó esta información con ETAPA.

Se disponen de tres tuberías de recolección de PVC de 110mm de diámetro, que direccionan al efluente del filtro hacia un vertedero de sección semicircular y posteriormente a la última

caja de revisión del sistema. El espesor del muro vertical es de 4cm, mientras que el espesor de la cubierta es de 3cm. En el tope del domo se dispone de una boca de visita hermética de acero. De la misma manera, se verificó con ETAPA que lo anteriormente descrito sea lo que realmente existe en la planta.

Según el diseño, se proyectaba un ducto de expulsión de gases. Sin embargo, no existe actualmente.

En la Ilustración 16 se observan las características y dimensiones proyectadas inicialmente del reactor anaerobio de flujo ascendente a través de una vista de corte. Mientras que, la Ilustración 17 y la Ilustración 18 son vistas de planta de la misma unidad, tanto del ingreso como de la salida del flujo del reactor.

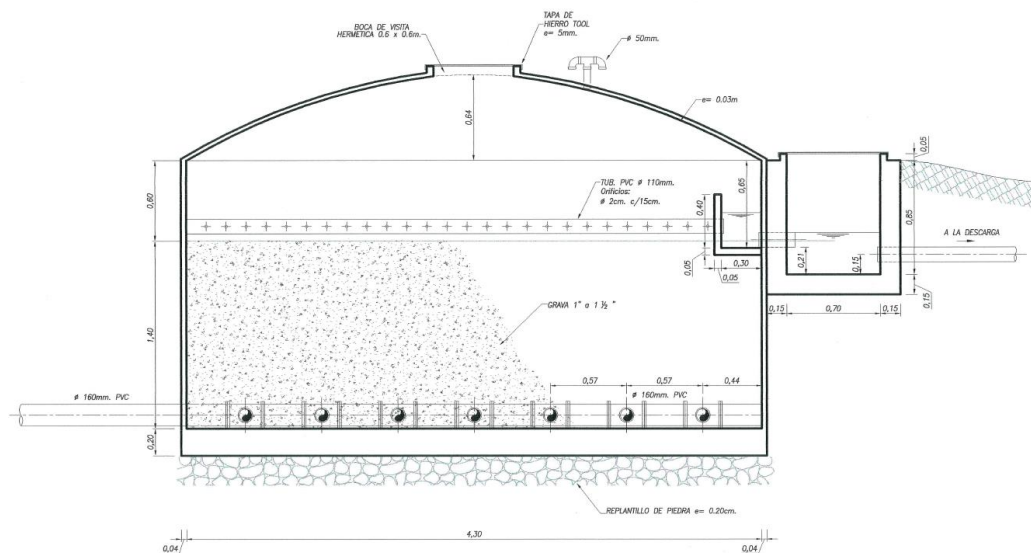


Ilustración 16 Vista en corte del reactor anaerobio de flujo ascendente
Fuente: (Orellana, 2003)

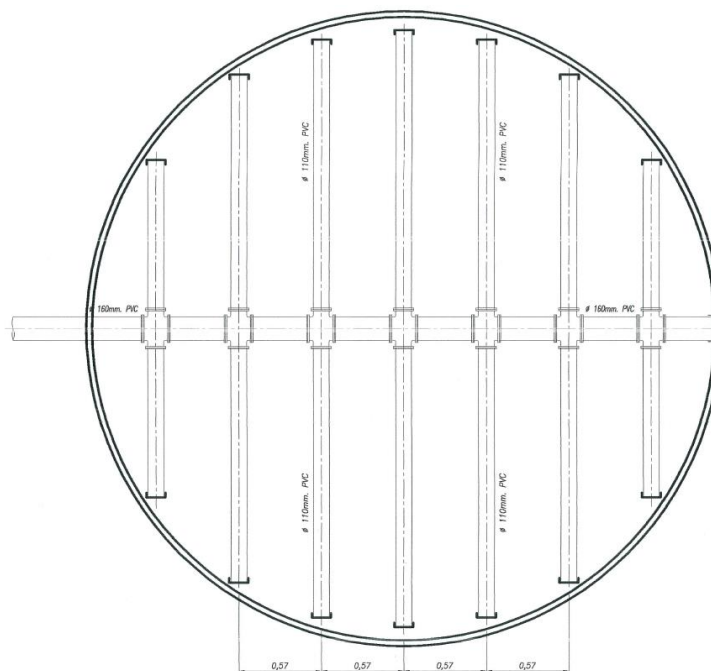


Ilustración 17 Vista en planta del reactor anaerobio de flujo ascendente (ingreso del flujo)
Fuente: (Orellana, 2003)

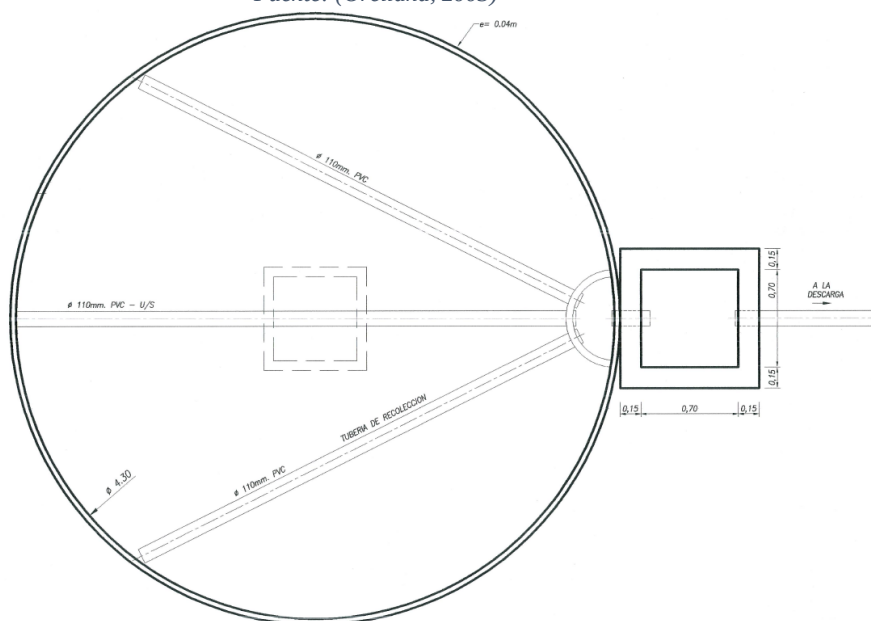


Ilustración 18 Vista en planta del reactor anaerobio de flujo ascendente (salida del flujo)
Fuente: (Orellana, 2003)

3.3.4. Tratamiento de lodos

El tratamiento de lodos en la PTAR Tutupali Grande se desarrolla a través de un lecho de secado en forma rectangular emplazado paralelamente al tren de tratamiento descrito anteriormente. Sus dimensiones son 7,20x3,70m con muros de hormigón de 0,10cm de espesor, como se detalla en la Ilustración 19.

El diseño original de la cama de secado, consta de una losa de hormigón de 20cm de espesor con pendientes de 2% hacia el eje longitudinal del lecho. Sobre el fondo se proyectaron capas de grava (20cm), arena (20cm) y adoquines (10cm) en forma de panel. Estas características se constataron con información de ETAPA.

En el fondo del lecho, sobre el eje longitudinal se encuentra una tubería perforada de PVC de 110mm de diámetro para el desagüe del mismo. La descarga de los lixiviados de esta unidad se da hacia el predio aledaño a la planta. Como se muestra en la Ilustración 20, las paredes del lecho tienen una altura total de 1,0m por lo que se permite una capa de lodos en deshidratación de hasta 20cm, considerando los 10cm de espacio libre.

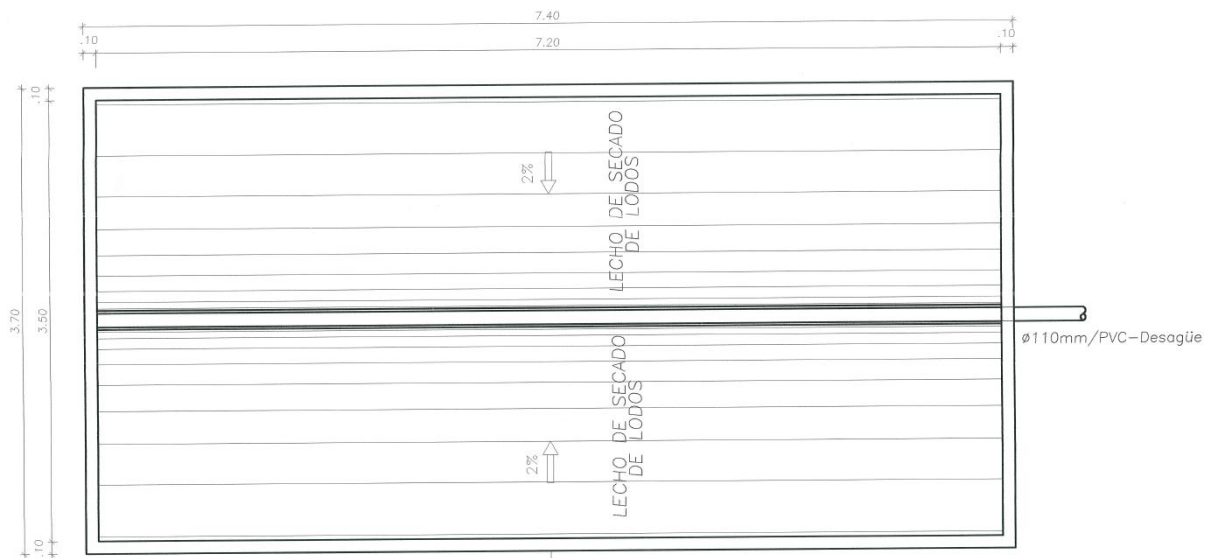


Ilustración 19 Vista en planta del lecho de secado de lodos
Fuente: (Orellana, 2003)

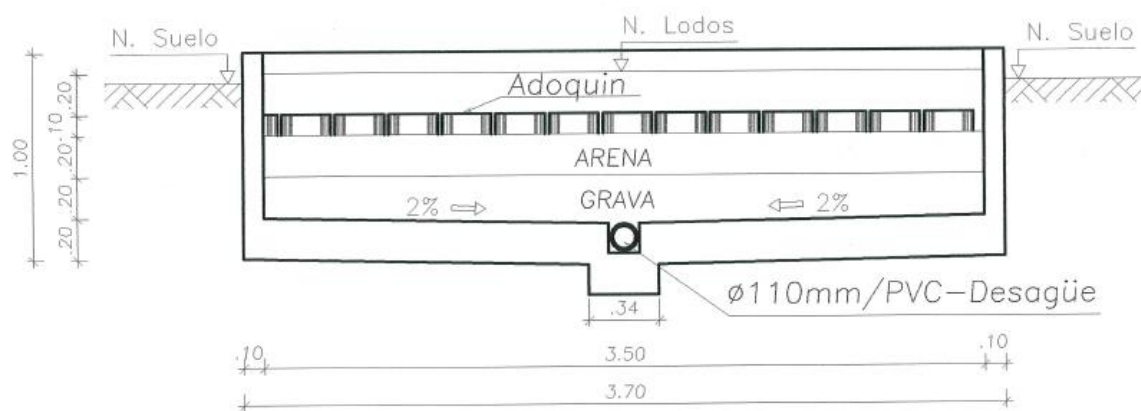


Ilustración 20 Vista en corte del lecho de secado de lodos
Fuente: (Orellana, 2003)

Capítulo 4 – Selección de tecnología

4.1. Alternativas tecnológicas disponibles

Existe un gran abanico de posibilidades tecnológicas para conformar un sistema de tratamiento de aguas residuales. Se dividen principalmente en tratamientos fisicoquímicos y tratamientos biológicos. Los primeros utilizan procesos físicos, como: gravedad, filtración, atracción electrostática, etc., y procesos químicos como coagulación, absorción, oxidación y precipitación. Mientras que, el tratamiento biológico implica degradación o transformación de material orgánico a través de microorganismos y se divide en procesos aerobios y anaerobios. Existen también alternativas naturales construidas, que aprovechan transformaciones desarrolladas naturalmente, como: humedales artificiales, descarga directa al suelo, etc.

Los lodos producidos en la planta de tratamiento también deben ser tratados antes de su disposición final. El composteo, el tratamiento con cal, el tratamiento térmico, la digestión anaerobia, la digestión aerobia, son solo algunas de las alternativas que existen para tratarlos.

Por lo tanto, existen numerosas opciones para constituir un tren de tratamiento que satisfaga las necesidades de tratamiento del agua residual local. La selección de la mejor alternativa tecnológica para cada una de las fases del tratamiento está en función de varios factores: aplicabilidad del proceso, generación de residuos, aceptación de la comunidad, generación de subproductos, vida útil, requerimiento de área, costos, diseño y construcción, operación, impacto ambiental, y muchos otros que dependen de las condiciones específicas de cada lugar. Estos factores resumen aspectos técnicos, económicos, ambientales y sociales, lo cual convierte al tren de tratamiento seleccionado, en un sistema sustentable.

La evaluación de tecnologías disponibles y propuestas para una planta de tratamiento específica, se vuelve más sencilla al utilizar herramientas como la propuesta por Noyola, Morgan-Sagastume y Güereca en 2013 en su obra *Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales. Guía de apoyo para ciudades pequeñas y medianas*, cuya esencia es la utilización de una matriz de decisión que resume los puntos de vista técnicos y convierte a la evaluación en una valoración cualitativa.

4.2. Evaluación y selección de tecnologías

A continuación, se analizan cada uno de los factores que influyen la selección de la tecnología, para el caso específico de la planta de tratamiento de aguas residuales de Tutupali Grande y se discutirá el grado de importancia que poseen en la decisión final.

4.2.1. Aplicabilidad del proceso

Es la pertinencia del proceso en función de las características específicas del agua residual y de la calidad necesaria para el efluente (según normativas). Contempla el intervalo de flujo en el cual el sistema es aplicable, la tolerancia a variaciones de flujo, las características del agua residual y la eficacia de la remoción.

Se realizaron dos mediciones de caudal a través del aforo horario, durante 24 horas seguidas, en dos meses distintos, noviembre de 2020 y marzo de 2021, respectivamente. Los resultados obtenidos sugieren que la tecnología seleccionada para el sistema de tratamiento debe funcionar para flujos medios entre 0,3 y 1,6L/s y que sea tolerante para variaciones de flujo entre mínimos y máximos, horarios y anuales.

La caracterización del afluente arrojó que los parámetros que requieren de mayor atención para su remoción son: sólidos suspendidos totales, demanda bioquímica y química de oxígeno, nitrógeno y coliformes, como se analizó en la sección 3.2. Por lo que la tecnología seleccionada debe tratar eficazmente el afluente para remover estos componentes.

4.2.2. Generación de residuos

La remoción de lodos desde la fosa séptica hasta el lecho de secado se realiza normalmente cada dos años o cuando los lodos alcanzan una altura de 0,80m desde el fondo de la misma, lo que significa un volumen de lodos de alrededor de 15m³. La eficiencia de deshidratación de cama de secado se encuentra entre 50-80% (Singh, Mohan, Rathi, & Raju, 2017). Por lo que la cuantificación de residuos sólidos está entre 3,0 y 7,5m³ en un periodo de dos años. Este volumen se debe transportar en vehículo hasta el relleno de residuos sólidos de la ciudad de Cuenca, ubicado en Pichacay a más de 30km de la PTAR. Si bien esta es la descripción del proceso de manejo de lodos actual, se debe considerar cómo se realizará el mismo con la tecnología seleccionada.

En cuanto a los residuos líquidos, el más representativo es aquel causado por el lavado del filtro de flujo ascendente actual. Se utilizan aproximadamente 3m³ de agua potable para esta actividad, cada mes. Si se reemplaza este filtro por otra opción tecnológica, se podrían generar menos residuos líquidos, o incluso nulos. Los residuos gaseosos no han sido cuantificados ni registrados.

Para la selección de la tecnología más adecuada se debe considerar la ventaja que el lecho de secado existente representa para el tratamiento de los residuos sólidos. Además, el sitio es accesible para el vehículo de transporte de los lodos deshidratados para su disposición final. El costo del transporte hasta el relleno sanitario es de aproximadamente 8\$/m³.

4.2.3. Aceptación de la comunidad

El impacto social es menor cuando se trata de un proyecto de adecuación y mejoramiento (como es este caso) que cuando se construye un sistema desde cero. La institución que gestiona el sistema tiene muy buena relación con la comunidad. Entre estas se ha mantenido la comunicación permanentemente desde que inició la construcción y el funcionamiento de la planta. Incluso, actualmente, la comunidad concedió una parcela de terreno para la construcción de las unidades de tratamiento preliminar faltantes en el sistema.

La comunidad entiende la importancia de la planta debido a que un sistema de alcantarillado que conduzca las aguas residuales hasta la planta de tratamiento centralizado es complicado económica y constructivamente para la población. Por lo tanto, sin importar la tecnología seleccionada, la población no tendrá inconvenientes con la misma.

4.2.4. Generación de subproductos con valor económico o de uso

Si la tecnología seleccionada genera subproductos que puedan tener un valor económico, debe considerarse que este sea el suficiente como para cubrir todos los costos que la adecuación del subproducto para la venta y el personal e insumos para la venta representarían y, además, generar una ganancia a ETAPA EP.

Los lodos removidos de las unidades de tratamiento pueden ser utilizados por la misma comunidad para mejorar suelos agrícolas. Esto reduciría el costo de operación y transporte de los lodos deshidratados hacia el relleno sanitario.

Por lo tanto, la ponderación asignada a este aspecto es baja, y se favorecerá a aquellas tecnologías que posean la posibilidad de generar subproductos de valor económico rentable.

4.2.5. Vida útil

Si bien la vida útil de un sistema de tratamiento se define en función de la vida útil de sus componentes de infraestructura civil y de equipamiento electromecánico, para la PTAR de Tutupali Grande se debe considerar solamente el primero. Esto debido a que no se usarán equipos por la escasa mano de obra capacitada para la utilización de equipos, la inseguridad en los alrededores de las plantas descentralizadas y el insuficiente presupuesto para la adquisición de equipos de alta calidad.

Asimismo, se debe considerar que el diseño original de la planta se presentó en 2003 y consideró un periodo de vida útil de 20 años. Por lo que este factor es importante si se trata de una tecnología que ya existe en la planta.

4.2.6. Requerimientos de área

El sistema de tratamiento de aguas residuales de Tutupali Grande fue construido en 2003, por lo que el factor de requerimiento de área fue de importancia en aquel momento, mas ya no lo es actualmente. Asimismo, la comunidad donó una parcela de terreno para la construcción de las nuevas obras de tratamiento preliminar, por lo que el requerimiento de área no representa un inconveniente, sobre todo en cuanto a costos. El área está ya totalmente definida, es pequeña y con pendientes altas, por lo que las tecnologías que representan opciones viables son aquellas que son compactas. Por esta razón, todas las alternativas preseleccionadas se tratarán de unidades de este tipo.

4.2.7. Costos

El presupuesto disponible de la institución para la readecuación y mejoramiento de la planta es limitado. En el caso de que ETAPA EP deba solicitar un préstamo a una institución financiera se podrá tomar como referencia una tasa de interés de alrededor del 9% (BDE, 2022). Los costos deben considerar la mano de obra, el suministro y transporte de materiales, de preferencia adquiridos localmente. Al tener un presupuesto limitado, se le asigna una gran ponderación a este rubro.

Aunque no se debe dejar de considerar tan importante aspecto, el costo de operación es ligeramente mayor al que actualmente se incurre, debido a que se trata de una planta de tratamiento existente. Por lo tanto, este factor reduce la ponderación de este rubro.

Puede llegar a representar una erogación fuerte el hecho de que algunos reactivos son importados, generalmente caros y se deben trasladar hasta el punto descentralizado de tratamiento. Por lo que, al dar una ponderación alta a este aspecto, se favorecerán aquellos procesos que usen mínima o nulumamente reactivos.

En cuanto al requerimiento energético, se asigna una ponderación baja, debido a que no existe conexión al sistema eléctrico y, por lo tanto, ningún proceso que requiera de energía eléctrica podrá ser considerado. Asimismo, se beneficiará el sistema que incurra en el menor gasto administrativo y de personal, debido a que el tiempo de los funcionarios de la institución administradora es limitado por la gran cantidad de trabajo que poseen. La situación económica de la institución influye de sobremanera en esta decisión, por lo que se asigna una alta ponderación a este rubro.

El costo de refacciones y de material de mantenimiento es de suma importancia ya que del buen estado de la planta depende de que la calidad del efluente cumpla con las especificaciones ambientales. Por ende, se asigna un valor importante a esta ponderación. El costo indirecto a considerar en todas las opciones será de 18% (Dep.AR - ETAPA EP, 2021), por lo que este aspecto tiene poca importancia para la ponderación del aspecto costos.

3.2.8. Diseño y construcción

ETAPA EP tiene como función el desarrollo de los diseños, la construcción, la operación, el mantenimiento, la gestión y la fiscalización de este tipo de proyectos. Al ser una organización que se encarga del saneamiento de la ciudad desde hace más de 50 años, esta cuenta con la experiencia suficiente para garantizar diseños y obras de calidad.

Es importante entender que los criterios de diseño para cualquiera de las alternativas deben basarse en literatura y deben tener suficiente madurez tras varios años de aplicación exitosa en otros lugares de similares características a las de Tutupali Grande. Al construir y operar más de 30 plantas descentralizadas, ETAPA posee registros de funcionamiento de tecnología similar que representan una base mínima de experiencia y solución de inconvenientes.

El tamaño del sistema se define en función del área disponible, por lo que mientras más compacta la alternativa tecnológica, más ventaja posee sobre las otras.

La complejidad en la construcción se ve minimizada debido al hecho de que se usarán las unidades actualmente construidas como base para el tren de tratamiento futuro y a que no se utilizarán equipos electromecánicos. Por lo que el impacto económico por la complejidad constructiva no es significativo. Por estas razones, la diferencia entre las alternativas no influye de sobremanera en la decisión final.

3.2.9. Operación

Al tratarse de una planta de tratamiento descentralizado, se requiere que la operación sea lo más sencilla, flexible y confiable posible, es decir, que se trate de un sistema versátil que facilite la operación y el mantenimiento. Debe posibilitar los retiros temporales de operación de las unidades de tratamiento. Mientras mayor flexibilidad tenga la opción tecnológica para aceptar expansiones futuras con pocas modificaciones, mayor puntaje obtendrá en la matriz de decisión.

El personal de ETAPA EP que labora en la operación de sistemas descentralizados de tratamiento, cuenta con vasta experiencia y capacitación en equipos motrices. Puede realizar cualquier función de operación de una planta sin equipamiento electromecánico especializado. Además, al tratarse de una planta pequeña no se requiere de gran número de operarios, lo que se traduce en menor costo de funcionamiento. Si bien cualquier alternativa seleccionada debe procurar operación sencilla y funcionamiento confiable, este factor no cuenta con mayor importancia en la decisión.

3.2.10. Entorno e impacto al medio ambiente

La temperatura promedio del sitio se encuentra entre los 10 y los 12°C. Mientras que las mínimas y las máximas registradas son 0 y 30°C. Por lo que el afluente no llega a congelarse ni a temperaturas tan altas que condicionen el tipo de tecnología seleccionada.

En cuanto al impacto ambiental, mientras menor sea el ruido producido por la opción tecnológica, mayor será su puntaje. La planta se ubica alejada de las viviendas de la comunidad, por lo que cualquier ruido que pueda producirse, no será motivo de preocupación, siempre y cuando se cumpla con los límites establecidos por las normativas ambientales.

Árboles y plantas han sido sembradas en el lindero del predio que ocupa la planta, por lo que la contaminación visual generada por cualquier alternativa será mínima y esta se integrará con el paisaje del lugar. Esta misma barrera de árboles y plantas representan una medida apropiada para aplacar los malos olores producidos por el tratamiento.

Al no utilizar ningún equipamiento electromecánico se reduce la huella de carbono. Si el proceso realizado por la unidad analizada es anaerobio, la emisión de gases de efecto invernadero será mayor, aunque siguen siendo emisiones de poca cantidad.

Al estar casi todos los aspectos cubiertos, la incidencia en la calificación final de cualquier alternativa tecnológica es poca.

4.3. Aplicación de la matriz de evaluación y selección de tecnología

En la Tabla 11, se encuentran los aspectos analizados anteriormente y su ponderación a ser utilizada en la matriz de decisión, según su importancia.

Para cada una de las fases del tren de tratamiento del agua residual, es decir, preliminar, primaria, secundaria, terciaria y de lodos se preseleccionaron cuatro alternativas tecnológicas

de aquellas descritas por Rojas (2002) en su publicación *Gestión Integral de Tratamiento de Aguas Residuales* para CEPIS/OPS-OMS, las cuales se detallan en la Tabla 12. La Tabla 13, Tabla 14, Tabla 15, Tabla 16 y Tabla 17, representan la matriz de decisión para cada una de las estas etapas.

Nro. factor	Factor evaluado	Ponderación
1	Aplicabilidad del proceso	25
2	Generación de residuos	5
3	Aceptación por parte de la comunidad	0
4	Generación de subproductos con valor económico o de uso	5
5	Vida útil	5
6	Requerimiento de área	0
7	Costo	45
8	Diseño y construcción	5
9	Operación	5
10	Entorno e impacto ambiental	5

Tabla 11 Asignación de valores de ponderación para la matriz de decisión

Nro. Alternativa	Tratamiento preliminar	Tratamiento primario	Tratamiento secundario	Tratamiento terciario	Tratamiento de lodos
1	Cribado por rejas	Sedimentación primaria	Filtración biológica	Aplicación en suelo	Secado térmico: horno solar para lodos
2	Trituración	Flotación	Multi Soil Layer System	Ósmosis inversa	Digestión anaerobia
3	Desarenado	Precipitación química	Filtros anaerobios de flujo ascendente	Desnitrificación	Digestión aerobia
4	Desengrasado	Oxidación química	Reactor anaerobio de flujo ascendente	Adsorción con carbón activado	Deshidratación: lechos de secado

Tabla 12 Alternativas tecnológicas para cada fase del tren de tratamiento
Fuente: (Rojas, 2002)

#	A %	B Rubros evaluados	Cribado por rejás			Trituración			Desarenado			Desengrasado		
			C Calificación	D C/5	E D*A	C Calificación	D C/5	E D*A	C Calificación	D C/5	E D*A	C Calificación	D C/5	E D*A
1	25,0	Aplicabilidad del proceso	5,0	1,0	25,0	3,0	0,6	15,0	5,0	1,0	25,0	5,0	1,0	25,0
2	5,0	Generación de residuos	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0	5,0	1,0	5,0	3,0	0,6	3,0
3	-	Aceptación por parte de la comunidad	5,0	1,0	-	1,0	0,2	-	5,0	1,0	-	5,0	1,0	-
4	5,0	Generación de subproductos con valor económico o de uso	1,0	0,2	1,0	-	-	-	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0
5	5,0	Vida útil	5,0	1,0	5,0	1,0	0,2	1,0	5,0	1,0	5,0	3,0	0,6	3,0
6	-	Requerimiento de área	5,0	1,0	-	3,0	0,6	-	1,0	0,2	-	1,0	0,2	-
7	45,0	Costo												
7,1		Inversión	5,0			1,0			3,0			3,0		
7,2		Operación y mantenimiento	3,0			1,0			3,0			3,0		
7,3		Subtotal Costo		0,8	36,0		0,2	9,0		0,6	27,0		0,6	27,0
8	5,0	Diseño y construcción												
8,1		Criterios de diseño	5,0			5,0			5,0			3,0		
8,2		Experiencia del contratista	5,0			1,0			5,0			3,0		
8,3		Tecnología ampliamente probada	5,0			1,0			5,0			5,0		
8,4		Complejidad en la construcción y equipamiento	5,0			1,0			3,0			3,0		
8,5		Subtotal Diseño y construcción		1,0	5,0		0,4	2,0		0,9	4,5		0,7	3,5
9	5,0	Operación												
9,1		Flexibilidad de operación	5,0			3,0			3,0			3,0		
9,2		Confiabilidad del proceso	3,0			5,0			5,0			5,0		
9,3		Complejidad de operación del proceso	5,0			1,0			3,0			3,0		
9,4		Requerimiento de personal	3,0			1,0			5,0			5,0		
9,5		Disponibilidad de repuestos y centros de servicio	5,0			1,0			5,0			5,0		
9,6		Subtotal Operación		0,8	4,2		0,4	2,2		0,8	4,2		0,8	4,2
10	5,0	Entorno												
10,1		Influencia de la temperatura	5,0			5,0			5,0			5,0		
10,2		Producción de ruido	5,0			1,0			5,0			5,0		
10,3		Contaminación visual	5,0			3,0			5,0			5,0		
10,4		Producción de malos olores	5,0			5,0			5,0			5,0		
10,5		Generación de gases de efecto invernadero	5,0			5,0			5,0			5,0		
10,6		Condiciones para la reproducción de vectores	3,0			5,0			5,0			5,0		
10,7		Subtotal Entorno		0,9	4,7		0,8	4,0		1,0	5,0		1,0	5,0
11	100,0	Total	83,9			36,2			78,7			73,7		

Tabla 13 Matriz de decisión para el tratamiento preliminar

#	A	B	Sedimentación primaria			Flotación			Precipitación química			Oxidación química		
			C	D	E	C	D	E	C	D	E	C	D	E
	%	Rubros evaluados	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A
1	25,0	Aplicabilidad del proceso	5,0	1,0	25,0	3,0	0,6	15,0	3,0	0,6	15,0	3,0	0,6	15,0
2	5,0	Generación de residuos	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0
3	-	Aceptación por parte de la comunidad	5,0	1,0	-	3,0	0,6	-	3,0	0,6	-	3,0	0,6	-
4	5,0	Generación de subproductos con valor económico o de uso	5,0	1,0	5,0	1,0	0,2	1,0	1,0	0,2	1,0	1,0	0,2	1,0
5	5,0	Vida útil	5,0	1,0	5,0	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0
6	-	Requerimiento de área	5,0	1,0	-	1,0	0,2	-	3,0	0,6	-	3,0	0,6	-
7	45,0	Costo												
7,1		Inversión	5,0			1,0			1,0			1,0		
7,2		Operación y mantenimiento	5,0			1,0			1,0			1,0		
7,3		Subtotal Costo		1,0	45,0		0,2	9,0		0,2	9,0		0,2	9,0
8	5,0	Diseño y construcción												
8,1		Criterios de diseño	5,0			3,0			3,0			3,0		
8,2		Experiencia del contratista	5,0			1,0			1,0			1,0		
8,3		Tecnología ampliamente probada	5,0			5,0			3,0			3,0		
8,4		Complejidad en la construcción y equipamiento	5,0			1,0			1,0			1,0		
8,5		Subtotal Diseño y construcción		1,0	5,0		0,5	2,5		0,4	2,0		0,4	2,0
9	5,0	Operación												
9,1		Flexibilidad de operación	5,0			3,0			1,0			1,0		
9,2		Confiabilidad del proceso	5,0			3,0			1,0			1,0		
9,3		Complejidad de operación del proceso	5,0			5,0			1,0			1,0		
9,4		Requerimiento de personal	5,0			1,0			3,0			3,0		
9,5		Disponibilidad de repuestos y centros de servicio	5,0			1,0			3,0			3,0		
9,6		Subtotal Operación		1,0	5,0		0,5	2,6		0,4	1,8		0,4	1,8
10	5,0	Entorno												
10,1		Influencia de la temperatura	3,0			3,0			1,0			1,0		
10,2		Producción de ruido	5,0			3,0			5,0			5,0		
10,3		Contaminación visual	5,0			3,0			3,0			3,0		
10,4		Producción de malos olores	3,0			5,0			5,0			3,0		
10,5		Generación de gases de efecto invernadero	5,0			3,0			3,0			3,0		
10,6		Condiciones para la reproducción de vectores	5,0			5,0			3,0			3,0		
10,7		Subtotal Entorno		0,9	4,3		0,7	3,7		0,7	3,3		0,6	3,0
11	100,0	Total			97,3			39,8			38,1			37,8

Tabla 14 Matriz de decisión para el tratamiento primario

#	A	B	Filtración biológica: Vermifiltración			Multi Soil Layer System			Filtración anaerobia de flujo ascendente			Reactor anaerobio de flujo ascendente		
			C	D	E	C	D	E	C	D	E	C	D	E
	%	Rubros evaluados	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A
1	5,0	Aplicabilidad del proceso	3,0	0,6	3,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0
2	10,0	Generación de residuos	5,0	1,0	10,0	5,0	1,0	10,0	5,0	1,0	10,0	5,0	1,0	10,0
3	5,0	Aceptación por parte de la comunidad	3,0	0,6	3,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0
4	20,0	Generación de subproductos con valor económico o de uso	5,0	1,0	20,0	5,0	1,0	20,0	5,0	1,0	20,0	5,0	1,0	20,0
5	5,0	Vida útil	3,0	0,6	3,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0
6	-	Requerimiento de área	3,0	0,6	-	5,0	1,0	-	5,0	1,0	-	5,0	1,0	-
7	25,0	Costo												
7,1		Inversión	1,0			5,0			5,0			5,0		
7,2		Operación y mantenimiento	1,0			5,0			5,0			5,0		
7,3		Subtotal Costo		0,2	5,0		1,0	25,0		1,0	25,0		1,0	25,0
8	5,0	Diseño y construcción												
8,1		Criterios de diseño	3,0			5,0			5,0			5,0		
8,2		Experiencia del contratista	3,0			5,0			5,0			5,0		
8,3		Tecnología ampliamente probada	3,0			5,0			5,0			5,0		
8,4		Complejidad en la construcción y equipamiento	3,0			5,0			5,0			5,0		
8,5		Subtotal Diseño y construcción		0,6	3,0		1,0	5,0		1,0	5,0		1,0	5,0
9	20,0	Operación												
9,1		Flexibilidad de operación	5,0			5,0			3,0			3,0		
9,2		Confiabilidad del proceso	5,0			5,0			5,0			5,0		
9,3		Complejidad de operación del proceso	3,0			5,0			5,0			5,0		
9,4		Requerimiento de personal	3,0			5,0			5,0			5,0		
9,5		Disponibilidad de repuestos y centros de servicio	3,0			5,0			5,0			5,0		
9,6		Subtotal Operación		0,8	15,2		1,0	20,0		0,9	18,4		0,9	18,4
10	5,0	Entorno												
10,1		Influencia de la temperatura	5,0			5,0			5,0			5,0		
10,2		Producción de ruido	5,0			5,0			5,0			5,0		
10,3		Contaminación visual	5,0			5,0			5,0			5,0		
10,4		Producción de malos olores	5,0			5,0			1,0			1,0		
10,5		Generación de gases de efecto invernadero	5,0			5,0			3,0			3,0		
10,6		Condiciones para la reproducción de vectores	3,0			5,0			3,0			3,0		
10,7		Subtotal Entorno		0,9	4,7		1,0	5,0		0,7	3,7		0,7	3,7
11	100,0	Total			66,9			100,0			97,1			97,1

Tabla 15 Matriz de decisión para el tratamiento secundario

#	A	B	Aplicación en suelo			Ósmosis inversa			Desnitrificación			Adsorción con carbón		
			C	D	E	C	D	E	C	D	E	C	D	E
	%	Rubros evaluados	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A
1	25,0	Aplicabilidad del proceso	3,0	0,6	15,0	3,0	0,6	15,0	5,0	1,0	25,0	5,0	1,0	25,0
2	5,0	Generación de residuos	5,0	1,0	5,0	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0	5,0	1,0	5,0
3	-	Aceptación por parte de la comunidad	1,0	0,2	-	5,0	1,0	-	1,0	0,2	-	5,0	1,0	-
4	5,0	Generación de subproductos con valor económico o de uso	5,0	1,0	5,0	3,0	0,6	3,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0
5	5,0	Vida útil	3,0	0,6	3,0	1,0	0,2	1,0	5,0	1,0	5,0	3,0	0,6	3,0
6	-	Requerimiento de área	3,0	0,6	-	3,0	0,6	-	1,0	0,2	-	5,0	1,0	-
7	45,0	Costo												
7,1		Inversión	3,0			1,0			1,0			3,0		
7,2		Operación y mantenimiento	5,0			3,0			5,0			3,0		
7,3		Subtotal Costo		0,8	36,0		0,4	18,0		0,6	27,0		0,6	27,0
8	5,0	Diseño y construcción												
8,1		Criterios de diseño	5,0			5,0			3,0			5,0		
8,2		Experiencia del contratista	3,0			1,0			1,0			3,0		
8,3		Tecnología ampliamente probada	5,0			3,0			3,0			5,0		
8,4		Complejidad en la construcción y equipamiento	5,0			3,0			1,0			3,0		
8,5		Subtotal Diseño y construcción		0,9	4,5		0,6	3,0		0,4	2,0		0,8	4,0
9	5,0	Operación												
9,1		Flexibilidad de operación	5,0			3,0			5,0			5,0		
9,2		Confiabilidad del proceso	5,0			3,0			5,0			5,0		
9,3		Complejidad de operación del proceso	3,0			3,0			5,0			3,0		
9,4		Requerimiento de personal	3,0			1,0			5,0			3,0		
9,5		Disponibilidad de repuestos y centros de servicio	5,0			1,0			5,0			3,0		
9,6		Subtotal Operación		0,8	4,2		0,4	2,2		1,0	5,0		0,8	3,8
10	5,0	Entorno												
10,1		Influencia de la temperatura	3,0			1,0			3,0			3,0		
10,2		Producción de ruido	5,0			3,0			5,0			5,0		
10,3		Contaminación visual	3,0			3,0			3,0			5,0		
10,4		Producción de malos olores	1,0			3,0			3,0			5,0		
10,5		Generación de gases de efecto invernadero	5,0			3,0			5,0			5,0		
10,6		Condiciones para la reproducción de vectores	1,0			5,0			5,0			5,0		
10,7		Subtotal Entorno		0,6	3,0		0,6	3,0		0,8	4,0		0,9	4,7
11	100,0	Total			75,7			48,2			76,0			77,5

Tabla 16 Matriz de decisión para el tratamiento terciario

#	A %	B Rubros evaluados	Horno solar			Digestión anaerobia			Digestión aerobia			Lechos de secado		
			C Calificación	D C/5	E D*A	C Calificación	D C/5	E D*A	C Calificación	D C/5	E D*A	C Calificación	D C/5	E D*A
1	25,0	Aplicabilidad del proceso	5,0	1,0	25,0	5,0	1,0	25,0	1,0	0,2	5,0	5,0	1,0	25,0
2	5,0	Generación de residuos	5,0	1,0	5,0	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0	5,0	1,0	5,0
3	-	Aceptación por parte de la comunidad	5,0	1,0	-	3,0	0,6	-	5,0	1,0	-	5,0	1,0	-
4	5,0	Generación de subproductos con valor económico o de uso	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0
5	5,0	Vida útil	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0	5,0	1,0	5,0
6	-	Requerimiento de área	5,0	1,0	-	1,0	0,2	-	1,0	0,2	-	5,0	1,0	-
7	45,0	Costo												
7,1		Inversión	3,0			1,0			1,0			3,0		
7,2		Operación y mantenimiento	3,0			1,0			1,0			3,0		
7,3		Subtotal Costo		0,6	27,0		0,2	9,0		0,2	9,0		0,6	27,0
8	5,0	Diseño y construcción												
8,1		Criterios de diseño	3,0			5,0			5,0			5,0		
8,2		Experiencia del contratista	3,0			3,0			3,0			5,0		
8,3		Tecnología ampliamente probada	3,0			5,0			5,0			5,0		
8,4		Complejidad en la construcción y equipamiento	3,0			1,0			1,0			5,0		
8,5		Subtotal Diseño y construcción		0,6	3,0		0,7	3,5		0,7	3,5		1,0	5,0
9	5,0	Operación												
9,1		Flexibilidad de operación	5,0			5,0			3,0			5,0		
9,2		Confiabilidad del proceso	5,0			5,0			3,0			5,0		
9,3		Complejidad de operación del proceso	5,0			1,0			3,0			5,0		
9,4		Requerimiento de personal	3,0			3,0			3,0			3,0		
9,5		Disponibilidad de repuestos y centros de servicio	5,0			1,0			3,0			5,0		
9,6		Subtotal Operación		0,9	4,6		0,6	3,0		0,6	3,0		0,9	4,6
10	5,0	Entorno												
10,1		Influencia de la temperatura	5,0			1,0			1,0			5,0		
10,2		Producción de ruido	5,0			1,0			3,0			5,0		
10,3		Contaminación visual	5,0			3,0			3,0			5,0		
10,4		Producción de malos olores	5,0			1,0			3,0			5,0		
10,5		Generación de gases de efecto invernadero	5,0			5,0			5,0			5,0		
10,6		Condiciones para la reproducción de vectores	3,0			3,0			3,0			3,0		
10,7		Subtotal Entorno		0,9	4,7		0,5	2,3		0,6	3,0		0,9	4,7
11	100,0	Total			79,3			55,8			36,5			81,3

Tabla 17 Matriz de decisión para el tratamiento de lodos

A partir de la matriz de decisión de la Tabla 13, se definió que la mejor alternativa tecnológica a ser aplicada es el cribado por rejillas, seguida del desarenado, del desengrasado, y, por último, la trituración. Sin embargo, al poseer el espacio suficiente para aplicar tanto el cribado como el desarenado, se seleccionan ambas opciones para su implementación en la planta para cumplir con el tratamiento preliminar.

Mientras que, desde la matriz de decisión de la Tabla 14, se determinó que la mejor alternativa tecnológica para el tratamiento primario es el tanque séptico. Esta decisión se tomó considerando el hecho de que ya existe una estructura de sedimentación primaria en la planta, lo que provocaría que se tenga que llevar a cabo pocas adecuaciones para garantizar su funcionamiento ideal.

Asimismo, partiendo de la matriz de decisión para el tratamiento secundario de la Tabla 15, se definió al sistema multicapa de suelo como la tecnología más adecuada para realizar esta fase del proceso. Cabe recalcar que, bajo este sistema, se colocará una capa de grava graduada para sostenerlo. Además, se utilizará la estructura cilíndrica del reactor anaerobio de flujo ascendente existente en la planta para desarrollar este sistema de capas múltiples.

De la matriz de decisión de la Tabla 16, se estableció que la mejor alternativa tecnológica para el tratamiento terciario es la adsorción por carbón activado. Si bien normalmente este sistema se desarrolla en forma de filtros, al poseer limitado espacio y estructuras existentes aprovechables en la planta, se colocará una capa de carbón activado a modo de filtro sobre el sistema multicapa de suelo.

De la matriz de decisión contenida en la Tabla 17 se desprende que la mejor alternativa de tecnología para el tratamiento de lodos es la deshidratación. Se considera así debido a que existe ya en la planta un lecho de secado que puede ser aprovechado.

Por lo tanto, el tren de tratamiento seleccionado se compone de una rejilla para cribado, dos canales de desarenado, un tanque séptico de sedimentación primaria, un sistema multicapa de suelo y un filtro de carbón activado. Complementa a este sistema, un lecho de secado para deshidratar los lodos producidos en la planta. Un esquema del tren de tratamiento seleccionado se muestra en la Ilustración 21.

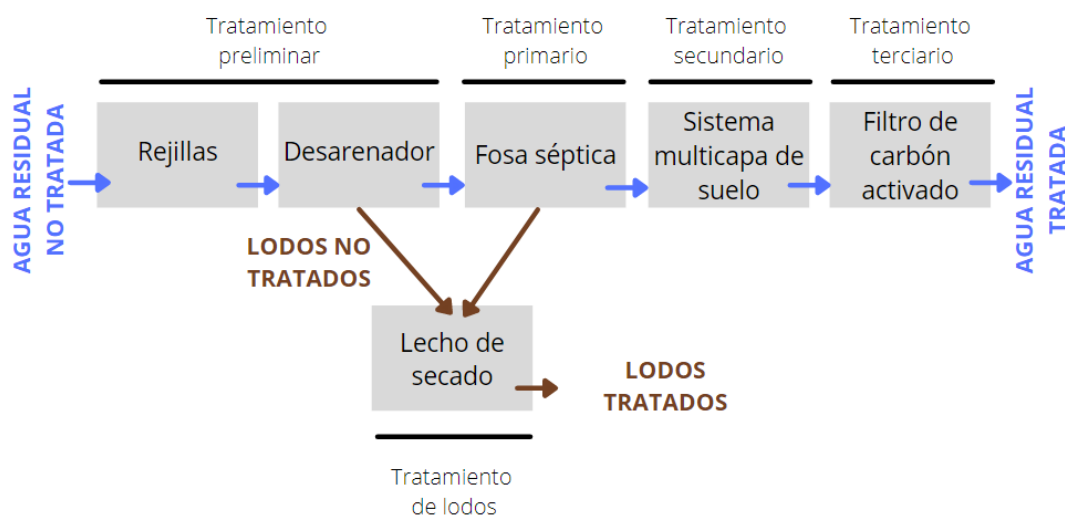


Ilustración 21 Esquema del tren de tratamiento seleccionado

En la Tabla 18 se califica tanto al tren de tratamiento propuesto como al existente, con el soporte de la misma matriz de decisión. Así, se evidencia que el sistema propuesto alcanza un puntaje de 75,3/100 mientras que la planta existente obtiene un valor de 60,6/100. Por lo tanto, se considera que la implementación de las nuevas unidades y la readecuación de las unidades existentes merece el esfuerzo para conseguir agua tratada de mejor calidad.

Tren de tratamiento			Propuesto			Existente		
	A	B	C	D	E	C	D	E
#	%	Rubros evaluados	Calificación	C/5	D*A	Calificación	C/5	D*A
1	25,0	Aplicabilidad del proceso	5,0	1,0	25,0	3,0	0,6	15,0
2	5,0	Generación de residuos	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0
3	-	Aceptación por parte de la comunidad	5,0	1,0	-	5,0	1,0	-
4	5,0	Generación de subproductos con valor económico o de uso	3,0	0,6	3,0	1,0	0,2	1,0
5	5,0	Vida útil	3,0	0,6	3,0	3,0	0,6	3,0
6	-	Requerimiento de área	5,0	1,0	-	5,0	1,0	-
7	45,0	Costo						
7,1		Inversión	3,0			3,0		
7,2		Operación y mantenimiento	3,0			3,0		
7,3		Subtotal Costo		0,6	27,0		0,6	27,0
8	5,0	Diseño y construcción						
8,1		Criterios de diseño	5,0			1,0		
8,2		Experiencia del contratista	5,0			5,0		
8,3		Tecnología ampliamente probada	5,0			5,0		
8,4		Complejidad en la construcción y equipamiento	5,0			3,0		
8,5		Subtotal Diseño y construcción		1,0	5,0		0,7	3,5
9	5,0	Operación						
9,1		Flexibilidad de operación	5,0			3,0		
9,2		Confiabilidad del proceso	5,0			3,0		
9,3		Complejidad de operación del proceso	3,0			3,0		
9,4		Requerimiento de personal	5,0			5,0		
9,5		Disponibilidad de repuestos y centros de servicio	5,0			5,0		
9,6		Subtotal Operación		0,9	4,6		0,8	3,8
10	5,0	Entorno						
10,1		Influencia de la temperatura	5,0			5,0		
10,2		Producción de ruido	5,0			5,0		
10,3		Contaminación visual	5,0			5,0		
10,4		Producción de malos olores	5,0			3,0		
10,5		Generación de gases de efecto invernadero	5,0			5,0		
10,6		Condiciones para la reproducción de vectores	3,0			3,0		
10,7		Subtotal Entorno		0,9	4,7		0,9	4,3
11	100,0	Total			75,3			60,6

Tabla 18 Calificación final del tren de tratamiento seleccionado

4.4.Consideraciones de diseño para la tecnología seleccionada

4.4.1. Tratamiento preliminar

1. Canal de ingreso

El canal debe ser diseñado para controlar la velocidad del flujo. En la entrada al mismo, la velocidad de flujo no debe sobrepasar los 0,9m/s para minimizar el paso forzado de materiales a través de las barras de la reja. La velocidad en el canal debe ser lo suficientemente rápida para evitar el depósito de material biológico pero lo suficientemente lenta para que la arena se pueda asentar. Es decir, la velocidad debe variar entre 0,24 y 0,40m/s. Se puede añadir dispositivos de control de flujo como vertederos y canaletas para mantener este rango de velocidades (Davis, 2010). Para el diseño del canal se sigue la expresión de Manning:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

- v: velocidad de flujo (m/s)
- n: coeficiente de rugosidad de Manning
- R: radio hidráulico (m)
- S: pendiente de la línea de energía

2. Cribado por rejillas

El objetivo de las rejillas es remover sólidos grandes provenientes del afluente para evitar posibles daños en la operación y en el funcionamiento de equipos de las unidades siguientes. Se tratan de barras de acero verticales o inclinadas, separadas de forma equidistante, que se colocan en el canal de entrada a la planta de tratamiento. Aspectos a considerar para su diseño son: tamaño de barra, separación, ángulo de inclinación, ancho del canal y velocidad de aproximación del flujo. La limpieza de las rejillas puede hacerse mecánica o manualmente. Por aspectos operacionales y presupuestarios, se seleccionan barras de limpieza manual para este proyecto.

Se debe diseñar el canal donde se localiza la rejilla de tal forma que no permita acumulación de arenas y otros materiales, tanto antes como después de las barras. La pendiente del canal debe ser horizontal o descendiente en la dirección del flujo, sin imperfecciones que pudieren causar retención de sólidos. Se recomienda que las uniones de las paredes laterales sean achaflanadas para lograr una distribución uniforme de sólidos en el flujo y en la reja.

Es importante garantizar una velocidad de aproximación máxima de 0,45m/s a caudal medio para procurar superficie suficiente para la acumulación de sólidos grandes. La estructura de la reja debe asegurar su adecuado funcionamiento en caso de que llegue a obstruirse totalmente (Metcalf & Eddy, 1995). La Tabla 19 contiene las características típicas para el diseño de rejillas de barras de limpieza manual.

Característica	Símbolo	Magnitud	Unidad
Ancho de la barra	b	5,0-15,0	mm
Profundidad de la barra	t	25,0-37,5	mm
Separación entre barras	s	25,0-50,0	mm
Pendiente en relación a la vertical	z	25,0-50,0	°
Velocidad de aproximación máxima	vmáx	0,60-1,20	m/s
Velocidad de aproximación mínima	vmín	0,30-0,60	m/s
Pérdida de carga admisible	H	150	mm

Tabla 19 Características típicas para el diseño de rejillas de limpieza manual

La velocidad de circulación del flujo a través de la rejilla y velocidad de aproximación del agua determinan el valor de las pérdidas de carga debidas a las barras. Esta pérdida de carga se estima así:

$$h = \frac{1}{0,7} \left(\frac{V^2 - v^2}{2g} \right)$$

Donde:

- h: pérdida de carga (m)
- 0,7: coeficiente empírico que representa los efectos de turbulencia y de pérdidas por formación de remolinos
- V: velocidad de circulación entre las barras de la rejilla (m/s)
- v: velocidad de aproximación a la rejilla (m/s)
- g: aceleración de la gravedad (m²/s)

3. Desarenado

La sedimentación es la operación unitaria en la que se separan aquellas partículas suspendidas cuya densidad es mayor que la del agua. Es una de las operaciones más usadas en el tratamiento de agua residual y generalmente se la emplea para la eliminación de arenas.

Los desarenadores se diseñan para separar arenas de aquellos sólidos putrescibles presentes en el afluente. Las arenas están constituidas por arenas propiamente dichas, grava, cenizas y cualquier otro material pesado cuyo peso específico sea mayor al de los mencionados sólidos.

Los propósitos de la instalación de desarenadores son: salvaguardar los equipos de la abrasión y desgaste, reducir la creación de depósitos pesados en el interior de tuberías y canales, y minimizar la frecuencia de limpieza de las unidades provocada por acumulación de arenas.

Los cuatro tipos generales de desarenador son: de flujo horizontal (rectangular o cuadrado), aireado, de vórtice, e hidrociclones. En el primero, el agua circula a través del elemento en dirección horizontal y la velocidad de flujo se controla por la geometría de la unidad, con compuertas y vertederos en la salida de la misma (Metcalf & Eddy, 1995).

Los factores a considerar para seleccionar el mejor proceso de desarenado incluyen: cantidad y características de la arena, efectos adversos potenciales en procesos aguas abajo, límites de pérdida de carga, requerimientos de área, eficiencia de remoción, contenido orgánico y costo.

Para este proyecto se ha elegido el desarenador de flujo horizontal debido a su flexibilidad para permitir que el comportamiento del flujo cambie a través del ajuste de dispositivos de control para la salida, la construcción no es complicada y la arena que no requiere una

clasificación exhaustiva puede ser removida solamente con el control efectivo del flujo (Nozaic & Freese, 2009).

Estas unidades se diseñan de manera tal que se mantenga una velocidad de 0,3m/s, en la medida de lo posible y que provea suficiente tiempo como para que sedimente la arena. Esta velocidad permite la circulación de materia orgánica, re-suspensión de partículas orgánicas sedimentadas y sedimentación de arena pesada.

El diseño de este tipo de desarenador debe considerar la condición más adversa posible, es decir, que la partícula más ligera alcance el fondo del canal antes de llegar al extremo de salida. El tamaño típico de partícula considerada es aquella que se retiene en un tamiz #65, aunque existen casos de partículas retenidas en tamiz #100. La longitud del canal depende de la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control. Mientras que, el área de la sección transversal depende del caudal y el número de canales. Se añade una longitud adicional al canal para considerar la turbulencia de la entrada y salida del mismo (Metcalf & Eddy, 1995)

Las leyes de Newton y Stokes permiten el análisis de sedimentación de partículas discretas no floculantes. La primera provee la velocidad final de una partícula a través de la igualación del peso específico de una partícula a la fuerza de arrastre. El peso específico se define por:

$$Fuerza\ gravitatoria = (\rho_s - \rho)gV$$

La fuerza de arrastre por unidad de área depende del diámetro de la partícula, de la viscosidad del fluido, de la densidad y de la velocidad de la partícula. El coeficiente de arrastre C_D se define así:

$$Fuerza\ de\ arrastre\ por\ fricción = \frac{C_D A \rho v^2}{2}$$

Para partículas esféricas, se igual la fuerza de arrastre al peso específico de la partícula para obtener la ley de Newton:

$$V_c = \left[\frac{4(\rho_s - \rho)d}{3 C_D \rho} \right]^{1/2}$$

El coeficiente de arrastre depende del tipo de régimen del flujo (laminar o turbulento):

$$C_D = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0.34$$

Para valores del número de Reynolds inferiores a 0,3, predomina el primer término de la ecuación. Al sustituir este término del arrastre en la ecuación de la velocidad final de la partícula, se obtiene la ley de Stokes:

$$V_c = \frac{g(\rho_s - \rho)d^2}{18\mu}$$

En condiciones de flujo laminar, la fuerza de arrastre toma el valor de:

$$F_d = 3\pi\mu v d$$

Igualando esta fuerza al peso específico de la partícula, se obtiene nuevamente la ecuación de Stokes.

En el diseño de desarenadores, se selecciona una partícula con velocidad vertical final V_c y se proyecta el canal de tal forma que se eliminen todas aquellas partículas cuya velocidad vertical final sea igual o mayor a V_c . Por lo tanto, la producción de agua clarificada por unidad de tiempo es:

$$Q = Ats V_c$$

Esta ecuación muestra que la carga de superficie es equivalente a la velocidad de sedimentación y que la capacidad de producción de agua clarificada es independiente de la profundidad del desarenador.

Para un caudal continuo, la longitud del tanque y el tiempo de retención en el desarenador deben ser tales que se permita el depósito en el fondo de las partículas cuya velocidad de sedimentación sea V_c (Metcalf & Eddy, 1995). Estas variables se relacionan así:

$$V_c = \frac{\text{profundidad}}{\text{tiempo de retención}}$$

El tamaño de las partículas arrastradas desde el fondo hacia el flujo del canal se determina por la velocidad horizontal. La velocidad de arrastre es aquella sobre la cual las partículas con una velocidad dada son arrastradas hacia el flujo del canal. La velocidad horizontal en el canal debe ser mayor a la de arrastre de partículas orgánicas y menor a la de arrastre de partículas de arena (Davis, 2010).

$$v_{sc} = \sqrt{\frac{8kgd}{f_{DW}} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)}$$

Las variables utilizadas en las expresiones anteriores se detallan a continuación:

- ρ_s : densidad de la partícula (kg/m^3)
- ρ : densidad del fluido (kg/m^3)
- g : aceleración de la gravedad (m^2/s)
- V : volumen de la partícula (m^3)
- C_D : coeficiente de arrastre
- A : área transversal al flujo o área de la proyección de la partícula sobre el plano normal a v (m^2)
- v : velocidad de la partícula (m/s)
- V_c : velocidad final de la partícula (m/s)
- d : diámetro de la partícula (m)
- N_R : Número de Reynolds
- μ : viscosidad dinámica del fluido (kg/ms)
- Ats : área de la superficie del tanque de sedimentación (m^2)
- v_{sc} : velocidad de arrastre (m/s)
- k : coeficiente de Camp-Shields
- d : diámetro de la partícula (m)
- f_{DW} : factor de fricción de Darcy – Weisbach

Las principales desventajas de este tipo de desarenador son:

- Difícil mantener una velocidad de 0,3m/s para flujos grandes
- Canales con un control de flujo inefectivo removerán cantidades excesivas de materia orgánica, lo que causaría una necesidad de lavado y clasificación de arena
- Pérdida de carga es alta (30-40%)
- Velocidades altas pueden ser generadas en el fondo del canal con el uso de vertederos proporcionales, provocando arrastre de arena (Nozaic & Freese, 2009).

4. Dispositivo de control de flujo: Vertedero Sutro

La forma del vertedero Sutro se asemeja a un ojo de cerradura, como se muestra en la Ilustración 22. Consta de dos secciones: una sección curva superior denominada vertedero complementario y una sección rectangular inferior llamada base. Este perfil asegura que la profundidad de flujo sobre el vertedero sea directamente proporcional al caudal y, por lo tanto, que la velocidad en el canal predecesor sea constante independientemente del caudal.

La descarga sobre el vertedero Sutro para $H > s$, se define así:

$$Q = 2C_{ds}W\sqrt{2gs}\left(h_{cv} - \frac{s}{3}\right)$$

Cuando la carga sobre el vertedero es $H \leq s$, no se logra un flujo laminar y la descarga se describe por la relación para un vertedero rectangular:

$$Q = \frac{4}{3}C_{ds}W\sqrt{2g}h_{cv}^{3/2}$$

Para diseñar un vertedero Sutro se iguala la constante de proporcionalidad del vertedero a aquella del canal. Esta constante depende de las dimensiones del mismo.

$$c_s = \frac{Q_{max} - Q_{ss}}{h_{cv,max} - s}$$

Donde Q_{ss} se define por la ecuación de descarga de vertedero rectangular afilado con $h_{cv} = s$.

$$Q = \frac{4}{3}C_{ds}W\sqrt{2g}s^{3/2}$$

Además, se requiere igualar la derivada de la ecuación de la descarga en la parte superior de la base cuando $h_{cv} = s$.

$$\frac{dQ}{dh_{cv}} = 2C_{ds}W\sqrt{2gh_{cv}}$$

$$c_s = 2C_{ds}W\sqrt{2gs}$$

Sustituyendo estas expresiones en las anteriores, se obtiene:

$$Q_{max} = 2C_{ds}W\sqrt{2gs}\left(h_{cv} - \frac{s}{3}\right)$$

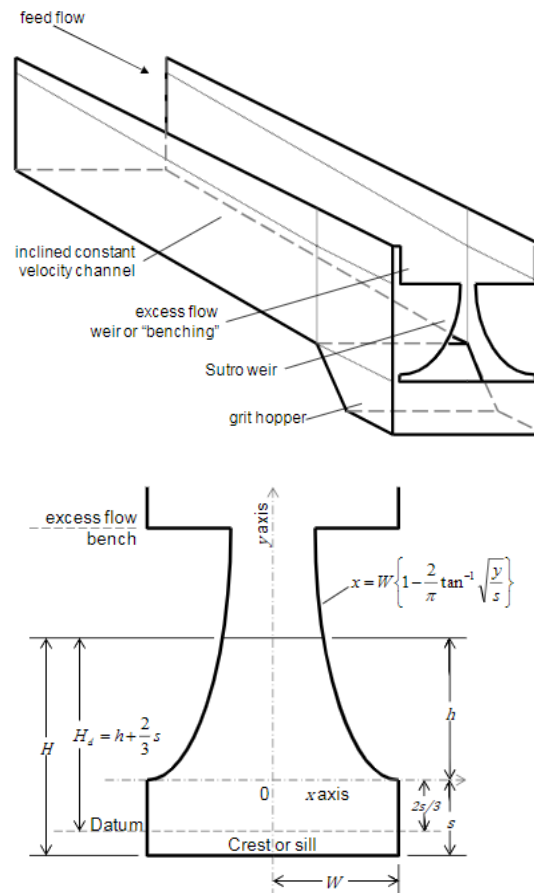


Ilustración 22 Esquema de configuración de un vertedero Sutro
Fuente: (Martin, 2013)

Reestructurando la expresión anterior se tiene:

$$s = 3 \left[\frac{Q_{max}}{2C_{ds}W\sqrt{2gs}} - h_{cv} \right]$$

Esta expresión puede ser resuelta para s usando sustitución directa. Debido a que para $h_{cv} < s$ no se maneja un flujo laminar, es deseable proyectar que esta altura se alcance con el flujo mínimo. Además, se requiere que se asegure que s es mayor a aproximadamente 50mm para evitar bloqueos provocados por posibles sólidos grandes que hayan atravesado las rejillas. Por lo tanto,

$$s = \max \left\{ 0.050, \frac{Q_{min}}{2Wv_{sc}} \right\}$$

Las variables utilizadas en las expresiones mencionadas anteriormente se detallan a continuación:

- Q : caudal (m^3/s)
- C_{ds} : constante de proporcionalidad
- $2W$: ancho del vertedero rectangular (m)
- g : aceleración de la gravedad (m^2/s)
- H : carga sobre el vertedero (m)

Por ser vertederos de cresta afilada, los vertederos Sutro se fabrican con láminas de acero inoxidable. Esta lámina se emperna a la estructura de concreto del canal. Esto requiere que la cresta del vertedero sea aproximadamente 50mm más angosto que el canal.

La descarga del vertedero Sutro debe ser libre. Es decir, el nivel del agua aguas abajo, no debe sobrepasar la cresta del mismo. Por lo tanto, la pérdida de carga debe ser mayor a $h_{cv,max}$. Es por esta razón que este tipo de vertedero causa una alta pérdida de carga. Esto puede ser apropiado para altas pendientes, pero generaría inconvenientes de liberación de olor debido a que la descarga del flujo es turbulenta (Martin, 2013).

3.4.2. Tratamiento primario

Sedimentación primaria: tanque séptico

En un líquido que contiene sólidos en suspensión que se encuentra en estado de reposo relativo, los sólidos de peso específico mayor al del líquido tienden a depositarse, y los de menor peso específico a ascender. Este principio básico define el diseño de tanques de sedimentación primaria o fosas sépticas. El objetivo de estas unidades es eliminar los sólidos fácilmente sedimentables y el material flotante, y así reducir el contenido de sólidos en suspensión del agua.

Las fosas sépticas son útiles para la eliminación de sólidos sedimentables, grasas y una porción de la carga orgánica. Estas eliminan entre el 25 y el 40% de la DBO_5 y entre el 50 y el 70% de los sólidos suspendidos (Metcalf & Eddy, 1995). Los sólidos que se acumulan, se depositan en el fondo del tanque y se digieren de manera anaerobia.

Se recomienda que el periodo de retención hidráulico se encuentre entre uno y tres días, y posea dos cámaras con el fin de retener la mayor porción de sólidos, para lo cual se debe destinar dos tercios de la longitud a la primera cámara y el tercio restante a la segunda cámara. La proporción de las dimensiones de un tanque séptico se encuentran entre 2:1 y 4:1.

La profundidad sugerida debe estar dentro del rango 0,9 a 2,0m, con lo que se garantiza mejores condiciones hidráulicas para disminuir la velocidad de salida del flujo y, por ende, aumentar la eficiencia de retención de sólidos. Asimismo, se reduce los costos por excavación y los inconvenientes por infiltración de agua subterránea.

A más de estos lineamientos de diseño, se usa expresión siguiente para determinar el volumen de la fosa séptica:

$$V_T = V_s + V_d + V_{al} + V_{sn}$$

Donde:

- V_T : volumen total de la fosa séptica (m^3)
- V_s : volumen de la zona de sedimentación (m^3)
- V_d : volumen de la zona de digestión (m^3)
- V_{al} : volumen de la zona de acumulación de lodo (m^3)
- V_{sn} : volumen de sobrenadante (m^3)

El volumen de la zona de sedimentación depende de la población servida, el caudal de aguas residuales por persona y el tiempo de retención hidráulica. Dicho periodo no debe ser menor a 0,2 días.

$$V_s = 10^{-3} \cdot P \cdot q \cdot t_h$$

$$t_h = 1,5 - 0,3 \log(Pq)$$

Donde:

- P : población servida (hab)
- q : caudal de aguas residuales (L/día/hab)
- t_h : periodo de retención hidráulica (días)

El volumen de la zona de digestión obedece a la siguiente expresión:

$$V_d = 0,5 \cdot 10^{-3} \cdot P \cdot t_d$$

$$t_d = 1853 \cdot T^{-1,25}$$

Donde:

- t_d : tiempo de digestión anaerobia de los sólidos sedimentados (días)
- T : temperatura (°C)

El volumen de la zona de acumulación de lodos se determina con la siguiente expresión:

$$V_{al} = r \cdot P \cdot n$$

Donde:

- r : tasa de acumulación del material estabilizado. Tiene un valor de 0,06m³/año para intervalos entre operaciones de limpieza menores a 5 años y de 0,04 m³/año para intervalos mayores a 5 años.
- n : intervalo entre operaciones de limpieza (años)

Por último, la sobrenadante se encuentra entre el 30 y el 40% de la tasa de acumulación de lodo:

$$V_{sn} = k_s \cdot V_{al}$$

Donde:

- k_s : tasa equivalente de la acumulación de lodo

3.4.3. Tratamiento secundario

Filtración por medio granular: sistema multicapa de suelo

El suelo es un recurso natural que puede purificar el agua mediante procesos físicos, químicos y biológicos. Los diferentes tamaños de poros en el suelo permiten que el agua pase, pero bloqueen los contaminantes. Cuando los microbios anaeróbicos crecen en el suelo, consumen esos contaminantes y mejoran la capacidad de purificación.

El sistema multicapa de suelo (SMS) se puede construir sobre o bajo tierra. Sin embargo, para mantenerse caliente durante el período invernal en algunas zonas, la construcción subterránea sería una mejor opción. El SMS consiste en suelo mezclado con 20 a 30% de otros materiales como carbón, aserrín, hierro, etc. La adición de carbón vegetal en SMS podría mejorar la capacidad biológica de descomposición y adsorción del sistema. Materiales orgánicos como aserrín, paja de arroz, mazorca de maíz, etc., añadidos al SMS puede mejorar la actividad microbiana y funcionar como proveedores de oxígeno durante el proceso de desnitrificación.

Como la capacidad de adsorción de fosfato de un suelo está relacionada positivamente con su composición de hierro y aluminio activos, la adición de hierro en forma de pellet o trozos pequeños en el SMS podría aumentar considerablemente la capacidad de adsorción de fosfato de los SMS. Después de todo, los materiales se pesan y mezclan, se llenan en sacos de yute y se fijan entre las capas permeables.

Las capas permeables están compuestas por partículas gruesas como grava, piedra pómez, perlita o zeolita con un diámetro de 1 a 5mm, lo cual podría mejorar la distribución del agua y el tamaño debe ser lo más uniforme posible para reducir el riesgo de obstrucción. El coeficiente de percolación de agua el SMS es $1 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ (Chen, Luo, Sato, Wakatsuki, & Masunaga, 2009).

El carbón activado tiene muy buena adsorción y puede adsorber DBO, DQO y otros materiales orgánicos en su superficie. El polvo de hierro o partículas de hierro son útiles para eliminar nitrógeno y fósforo. El aserrín, como adsorbente, puede reducir eficazmente metales pesados, tintes y tóxicos de las aguas residuales (Song, y otros, 2018). Se ha utilizado con éxito una zeolita tipo mordenita como material permeable debido a su alta capacidad adsorción (Chen, Luo, Sato, Wakatsuki, & Masunaga, 2009).

Las cargas superficiales del SMS recomendadas son:

- para la capa de grava, localizada en la parte inferior del desagüe: $3485 \text{ L}/(\text{m}^2 \text{ d})$ (Fahim, Lu, Jilani, Hussain, & Hussain, 2017)
- para el sistema multicapa de suelo: $2000 \text{ L}/\text{m}^2 \text{ d}$ (An, y otros, 2015),
- para la capa de carbón activado: $2265 \text{ L}/(\text{m}^2 \text{ d})$ (Sperlich, Harder, Zietzschmann, & Gnirss)

3.4.4. Tratamiento terciario

Adsorción por carbón activado

La adsorción es la propiedad de ciertos materiales de fijar en su superficie moléculas orgánicas removidas de la fase líquida en la que se encuentran. Este proceso consiste en la captación de sustancias solubles en la superficie de un sólido. La adsorción ocurre cuando las fuerzas de atracción *Van der Waals* del adsorbente son mayores a las del líquido que contiene las sustancias a adsorber. Un parámetro fundamental en este caso es la superficie específica del sólido, dado que el compuesto soluble a eliminar se concentrará en la superficie del mismo. El adsorbente más utilizado en el tratamiento de aguas residuales es el carbón activado (Belzona, 2010).

El carbón activado proviene de material con alto contenido de carbón como el coque (bituminoso o lignítico) o desperdicios agroindustriales (maderas); en función del origen de estos se formarán sitios activos dentro de la estructura del carbón que causarán que estos tengan mayor selectividad para la adsorción de diferentes compuestos. El proceso de elaboración consta de una carbonización y una activación (Suárez, 2014).

El carbón activado se comercializa en forma granular (GAC) o en polvo (PAC). El carbón activado granular se usa generalmente en lechos de adsorción a través de los cuales el agua pasa para su tratamiento. De esta manera, las superficies dentro de los poros gradualmente se cubren con moléculas químicas hasta que el carbón ya no es capaz de adsorber nuevas moléculas. En ese punto, el carbón debe ser reemplazado con uno nuevo o reactivado (AWWA, ASCE, 1990). Las características del GAC se detallan en la Tabla 20.

Descripción	Rango	Unidades
Tamaño de partícula	0,42 – 2,36	mm
Diámetro efectivo	0,60 – 0,90	mm
Coefficiente de uniformidad	≤1,9	
Densidad aparente	400 – 530	kg/m ³
Densidad lavada	400	kg/m ³
Área superficial	650 – 1100	m ² /g

Tabla 20 Características del carbón activado granular

Fuente: (AWWA, ASCE, 1990)

El diseño del filtro de carbón activado debe considerar los siguientes aspectos: caudal, condiciones hidráulicas, tipo y cantidad de material orgánico a ser removido, características del carbón activado granular, tiempo de retención, profundidad y volumen del lecho de adsorción, carga hidráulica, requerimientos de retrolavado, vida útil del carbón activado, dirección del flujo, variabilidad de la carga, medios para la limpieza como parte de las operaciones de rutina, restricciones de pérdida de carga, restricciones de caudal, etc.

3.4.5. Tratamiento de lodos

Deshidratación

Los lechos de secado son estructuras sencillas y permeables que, al ser llenados con lodo, recolectan el lixiviado filtrado y permiten que el lodo se seque por evaporación. Normalmente del 50 al 80% del lodo se evapora o drena como líquido. Sin embargo, el lodo no se desestabiliza ni se desinfecta.

En el fondo del lecho se colocan tuberías perforadas para drenar el lixiviado, puede ser en forma de espina de pescado. Sobre las tuberías se encuentran capas de grava y arena que sustentan el lodo, pero permiten el drenaje del líquido. Tilley et al. (2014), recomiendan que el espesor de las capas no sobrepase los 20cm, caso contrario el lodo no secará con eficacia. Asimismo, establecen que el contenido de humedad después de 10 a 15 días debe ser de 60%. Una vez se seque el lodo, debe separarse de la capa de arena y transportarse para tratamiento adicional, uso o disposición final. El lixiviado recolectado deberá ser tratado también, dependiendo de su lugar de disposición.

Se debe contar con 3 a 5 capas escalonadas de grava y arena. La capa inferior debe ser de grava gruesa y la capa superior de arena fina (partículas de 0,1 a 0,5mm). La capa superior de arena puede ser de 25 a 30cm de espesor debido a que perderá unos centímetros cada vez que se retire el lodo seco (Tilley, y otros, 2014).

El lodo se debe distribuir uniformemente para garantizar un adecuado secado. El diseño del lecho debe considerar el mantenimiento futuro para asegurar el acceso a vehículos y operarios para remover el lodo seco. Para climas húmedos, se recomienda cubrir la instalación con un techo y evitar el ingreso de escorrentía superficial.

El secado es una vía eficaz de reducir el volumen del lodo, lo cual importa cuando debe ser transportado para tratamiento adicional, uso o disposición final. Esta unidad no es eficaz para estabilizar la fracción orgánica ni disminuir los patógenos. El lodo seco puede requerir más tiempo de almacenamiento o tratamiento adicional.

Este lecho es apropiado para comunidades pequeñas y medianas. Es preferible su uso en áreas periurbanas y rurales, donde haya disponibilidad de espacio, alejado de la población. Aun así, los residentes cercanos pueden experimentar molestias por malos olores y presencia de moscas.

Las principales ventajas de esta tecnología son: buena eficiencia de desecación; puede construirse y repararse con materiales disponibles localmente; costo de inversión relativamente bajo, bajos costos de operación; operación simple; solo requiere atención de vez en cuando; no requiere energía eléctrica. Mientras que las principales desventajas son: requiere un terreno grande; normalmente hay malos olores y moscas; requiere mano de obra intensiva para remover el lodo; limitada estabilización y reducción de patógenos; requiere experiencia en diseño y construcción; el lixiviado requiere tratamiento adicional (Tilley, y otros, 2014).

A más de estos lineamientos de diseño, se usa el método propuesto en el libro *Sludge Treatment and Disposal* de Andreoli (Andreoli, von Sperling, & Fernandes, 2007) para el cálculo del volumen requerido para un lecho de secado:

$$DQOa = Q \cdot DQO$$

$$P = Y \cdot DQOa$$

$$Vd = \frac{P}{C \cdot \gamma}$$

Donde:

- $DQOa$: demanda biológica de oxígeno aplicada (gDQO/día)
- Q : caudal de diseño (m³/día)
- DQO : demanda biológica de oxígeno en el afluente (g/m³)
- P : producción de lodos (kgSS/día)
- Y : coeficiente de producción de sólidos (kgSS/kgDQO)
- Vd : volumen diario de lodos (m³/día)
- C : concentración esperada de lodos descargados (%)
- γ : densidad de lodos (kg/m³)

4.5.Eficiencia de remoción del tren de tratamiento seleccionado

La eficiencia de remoción del tren de tratamiento seleccionado en las secciones anteriores, se proyecta en la Tabla 21. Todas las unidades que conforman el tren seleccionado, es decir,

fosa séptica, capa de grava, el sistema multicapa de suelo y el filtro de carbón activado, son considerados. Cabe recalcar que, la capa de grava constituye la base del sistema multicapa, y al tener capacidades de remoción de contaminantes, se considera en esta proyección. Los valores de la normativa con los que se compara los resultados de remoción, se tomaron de la sección 2.6 Normativa vigente de este informe. Se observa que todos los contaminantes son removidos de manera exitosa con el tren de tratamiento planteado.

Parámetro	Unidades	Fosa séptica			Capa de grava		SMS		Carbón activado		Estándar normativo	Cumplimiento de la norma	Eficiencia total
		Afluente	Eficiencia de remoción	Efluente	Eficiencia de remoción	Efluente	Eficiencia de remoción	Efluente	Eficiencia de remoción	Efluente			
DBO5	mg/l	129,00	40%	77,40	0%	77,40	90%	7,74	89%	0,89	100	Cumple	99%
DQO	mg/l	387,00	50%	193,50	74%	50,31	87%	6,54	86%	0,92	250	Cumple	100%
Pt	mg/l	4,79	20%	3,83	15%	3,26	97%	0,10	64%	0,04	10	Cumple	99%
NTK	mg/l	36,56	0%	36,56	0%	36,56	89%	4,02	88%	0,48	10	Cumple	99%
OD	mg/l	2,10	0%	2,10	0%	2,10	0%	2,10	0%	2,10			0%
pH	---	6,80	0%	6,80	0%	6,80	0%	6,80	0%	6,80	5-9	Cumple	0%
SS	mg/l	6,00	90%	0,60	0%	0,60	0%	0,60	0%	0,60	1	Cumple	90%
Ssusp	mg/l	135,00	70%	40,50	0%	40,50	0%	40,50	0%	40,5	100	Cumple	70%
ST	mg/l	407,00	0%	407,00	85%	61,05	0%	61,05	83%	10,38	1600	Cumple	97%
Sust solubles hexano	mg/l	36,30	77%	8,35	0%	8,349	0%	8,349	100%	0,01	0.34	Cumple	100%
CF	NPM/100ml	1,45E+06	0%	1,45E+06	0%	1,45E+06	93%	1,09E+05	99%	1,09E+03	1.30E+05	Cumple	100%

Tabla 21 Eficiencia de remoción del tren de tratamiento seleccionado

Fuente: (Kaetzel, Lübken, Gehring, & Michern, 2018), (Sánchez, Marin, Visscher, & Rietveld, 2012), (Dalahmeh, 2013), (Lahbib, y otros, 2018), (Song, y otros, 2018).



Capítulo 5 – Memoria técnica de la propuesta de diseño definitiva

5.1. Parámetros de diseño

5.1.1. Periodo de diseño

Si bien las Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones Mayores a 1000 Habitantes, emitidas por SENAGUA, establecen que para la determinación de las bases de diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales se debe considerar un periodo de diseño entre 20 y 30 años (Secretaría del Agua Ecuador, 1992), se define un periodo de 15 años para este proyecto.

Esto debido a que, proyectar más allá de 15 años, para este caso, representaría incurrir en una incertidumbre significativa a la hora de estimar la población a servir. Asimismo, la red de alcantarillado conectada a la planta podría ser modificada para crecer o incluso decrecer debido a la naturaleza de la comunidad, por lo que se convierte aún más incierto diseñar un sistema para periodos de diseño más altos.

Además, algunas de las unidades de tratamiento que se reutilizarán serán aquellas que llevan en funcionamiento ya casi 20 años, por lo que la vida útil de sus materiales componentes ya se encuentra reducida. La durabilidad de los equipos no consiste en una variable para la determinación del periodo de diseño, debido a que no se emplea ningún equipo en el diseño propuesto.

5.1.2. Población de diseño

El Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de 2010 de la parroquia rural Tarqui (a la cual pertenece la comunidad de Tutupali Grande), estableció una densidad de cinco habitantes por vivienda.

A partir de los planos del diseño original de la PTAR de Tutupali Grande, se cuantificó el número de viviendas conectadas al sistema de alcantarillado que alimenta a la planta, resultando en 44 casas. Con estos datos de densidad y número de viviendas, se estimó una población de 220 habitantes para el año 2003.

Posteriormente, se cuantificó el número de viviendas localizadas aguas arriba de la PTAR de Tutupali que posiblemente están conectadas o se pueden conectar en un futuro al sistema de alcantarillado, a partir del análisis de imágenes satelitales publicadas por Google Earth, obteniéndose un total de 66 casas. Utilizando la misma densidad por vivienda, se estimó una población de 330 habitantes para el año 2015. El mismo método se utilizó para determinar la población de 2021, con 72 viviendas y 360 habitantes.

Estas estimaciones poblacionales representan los parámetros de entrada para los tres métodos de proyección poblacional utilizados. En el Anexo 1, se describe el desarrollo de cada uno de estos. Para el año 2037, es decir, para el final del periodo de diseño, los métodos: aritmético,

geométrico y de tasas decrecientes, proyectan poblaciones de 473, 362 y 366 habitantes, respectivamente. Se seleccionó el tercer resultado como población de diseño, es decir, para el cálculo del caudal de diseño, puesto que este escenario contempla un comportamiento asintótico de la población, similar a otras poblaciones de la provincia.

5.1.3. Caudal de diseño

El **caudal de aguas domésticas** se determinó con la siguiente expresión:

$$Q_{dom} = \frac{PDC_r}{86400}$$

Donde:

- Q_{dom} : caudal de aguas domésticas (L/s)
- P : número de habitantes (hab)
- D : dotación (L/hab/s)
- Cr : coeficiente de retorno

Para la determinación de la dotación se utilizó los datos obtenidos de los aforos de caudal realizados en los meses de noviembre de 2021 y marzo de 2022. En base a las curvas graficadas con estos datos y el concepto de caudal medio diario como la mitad del área bajo dichas curvas, se estimó un qmd de 0,76L/s, lo cual representa una dotación de 115L/hab/día. El proceso de cálculo de la dotación a partir del qmd se encuentra en el Anexo 2.

Si bien la Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural (Secretaría del Agua), establece que para una comunidad con clima frío como la de Tutupali Grande con un sistema de agua potable que cuenta con conexiones domiciliarias con más de un grifo por casa y con un sistema de alcantarillado sanitario, la dotación debe ser de 75L/hab/día, se consideró que la dotación de 115L/hab/día calculada en este informe representa de mejor manera el consumo y uso de agua en la población estudiada.

La población es aquella determinada en la sección anterior. Tanto las Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q (EMAAP Q, 2005) como la Norma Brasileña Proyecto de Redes Colectoras de Aguas Residuales NBR 9649 (ABNT, 1986), establecen un coeficiente de retorno de 0,8 para la determinación del caudal de aguas residuales domésticas de localidades con información nula al respecto, como es el caso de esta comunidad. Dicho valor contempla el escenario más desfavorable para el diseño de la PTAR. El cálculo del caudal de aguas residuales domésticas se muestra en la Tabla 22.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Dotación	D	115,00	L/s	ETAPA EP
Población	P	366	habitantes	Método de tasas decrecientes
Coeficiente de retorno	Cr	0,80	---	EMMAP-Q, NBR 9649
Caudal aguas residuales domésticas	Q_{dom}	0,39	L/s	

Tabla 22 Cálculo del caudal de aguas residuales domésticas

El **caudal de infiltración** se definió usando la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = \frac{C_{inf} \cdot L \cdot \phi}{86400}$$

Donde:

- Q_{inf} : caudal de infiltración (L/s)
- C_{inf} : coeficiente de infiltración (m³/día·mm·km)
- L : longitud del colector (m)
- ϕ : diámetro del colector (mm)

Se utilizó un valor de 0,05m³/(día·mm·km) para el coeficiente de infiltración por recomendación de Metcalf y Eddy (1995). La longitud del colector se definió al sumar las longitudes individuales de cada tramo de tubería entre pozos de revisión, del sistema de alcantarillado de Tutupali Grande que alimenta a la planta, a partir de los planos del diseño original. Cabe destacar que la longitud del colector no ha variado a lo largo de los años, puesto que la comunidad se ha desarrollado alrededor del mismo, como se pudo evidenciar en las imágenes satelitales usadas. Asimismo, el diámetro utilizado para todo el colector en su diseño inicial es de 200mm. La determinación del caudal de infiltración se establece en la Tabla 23.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Coeficiente de infiltración	C_{inf}	0,05	m ³ /(día·mm·km)	Metcalf y Eddy
Longitud del colector	L	1 808,67	m	Planos originales
Diámetro del colector	ϕ	200,00	mm	Planos originales
Caudal de infiltración	Q_{inf}	0,21	L/s	

Tabla 23 Cálculo del caudal de infiltración

En cuanto al **caudal de aguas ilícitas**, se determinó siguiendo la fórmula:

$$Q_{ilic} = C \cdot Q_{MH}$$

$$Q_{MH} = M \cdot Q_{dom}$$

Donde:

- Q_{ilic} : caudal de aguas ilícitas (L/s)
- C : coeficiente de contribución de aguas ilícitas
- Q_{MH} : caudal máximo horario (L/s)
- M : factor de mayoración
- Q_{dom} : caudal de aguas residuales domésticas (L/s)

El coeficiente de aguas ilícitas se definió como 0,10 por recomendación de EMAAP-Q. El caudal máximo horario es el producto del factor de mayoración y el caudal de aguas residuales domésticas previamente calculado. Dicho factor se definió con un valor de 3, según la recomendación de la Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural (Secretaría del Agua). El caudal de aguas ilícitas se calcula en la Tabla 24.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Coefficiente de aguas ilícitas	C	0,10	---	EMAAP-Q
Factor de mayoración	M	3,00	---	Secretaría del Agua
Caudal máximo horario	QMH	2,31	L/s	QMH=M.Qdom
Caudal aguas ilícitas	Qilic	0,23	L/s	

Tabla 24 Cálculo de aguas ilícitas

Mientras que, para el **caudal de aguas residuales industriales**, se usó la siguiente expresión para definir su valor:

$$Q_{ind} = C \cdot A$$

Donde:

- Q_{ind} : caudal de aguas residuales industriales (L/s)
- C: coeficiente de contribución de aguas industriales (L/s/ha)
- A: área que ocupa la industria (ha)

El coeficiente de contribución de aguas residuales industriales se definió a partir de las normas de EMAAP-Q para un sistema de alcantarillado de nivel bajo en cuanto a la complejidad. El área que ocupa la industria se estimó en 300m², según las comunicaciones personales que se sostuvo tanto con los operadores de la planta como con algunos pobladores, quienes manifestaron la existencia de una fábrica de productos lácteos, que se encuentra conectada al alcantarillado. El cálculo del caudal de aguas residuales industriales se muestra en la Tabla 25.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Coefficiente de aguas industriales	C	0,40	L/s/ha	EMAAP-Q
Área industrial	A	0,03	ha	
Caudal aguas industriales	Q_{ind}	0,01	L/s	

Tabla 25 Cálculo del caudal de aguas residuales industriales

El caudal medio diario (q_{md}) es el resultado de la suma de los caudales: doméstico, de infiltración, de aguas ilícitas e industriales:

$$q_{md} = Q_{dom} + Q_{inf} + Q_{ilic} + Q_{ind}$$

En la Tabla 26 se presenta un resumen de cálculo de caudales y la determinación del caudal medio diario.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Caudal aguas residuales domésticas	Q_{dom}	0,39	L/s
Caudal de infiltración	Q_{inf}	0,21	L/s
Caudal aguas ilícitas	Q_{ilic}	0,23	L/s
Caudal aguas residuales industriales	Q_{ind}	0,01	L/s
Caudal medio diario	q_{md}	0,84	L/s

Tabla 26 Cálculo del caudal medio diario

El caudal máximo diario se calcula así:

$$Q_{MD} = K_1 \cdot q_{md}$$

Donde:

- Q_{MD} : caudal máximo diario (L/s)

- K1: factor de mayoración
- qmd: caudal medio diario (L/s)

El factor de mayoración utilizado es de 1,25 (Secretaría del Agua) con lo que se obtuvo un valor de 1,05L/s para QMD.

Por lo tanto, el caudal de diseño para las unidades del tren de tratamiento es el caudal medio diario (0,84L/s). Para las unidades de pretratamiento se usa como caudal de comprobación el caudal máximo horario puesto que estas son las más propensas a funcionar con dicho caudal, ya que las unidades para tratamiento primario, secundario y terciario poseen un flujo más estable.

5.2. Tratamiento preliminar

5.2.1. Canal de entrada

Un canal de ingreso del flujo a la planta se diseñó con el objetivo de colocar una rejilla que permita realizar un pretratamiento al agua residual. Como primera opción se consideró usar un canal prismático rectangular, es decir, que mantiene el mismo ancho en toda su longitud. Sin embargo, el calado del flujo a través de la rejilla no era el suficiente para mantener condiciones de velocidad de aproximación adecuadas para un tratamiento eficiente, por lo que incluso sólidos de pequeño tamaño podrían obstruir la rejilla.

Por lo tanto, se seleccionó un canal no prismático de sección rectangular, que empieza con un ancho de 40cm hasta reducirse a 30cm conforme avanza el flujo. El ancho de 30cm se mantiene hasta que se termine rejilla inclinada, para luego volver a un ancho de 40cm y conectarse a la transición del desarenador. Se seleccionó un ancho de 30cm para esta garganta debido a que en esta se puede introducir un rastrillo común para la remoción de los sólidos atrapados en la rejilla. La contracción de flujo, permite mayores velocidades en la zona de rejilla y, por ende, menos posibilidades de taponamiento.

La longitud necesaria para cada transición se determinó con la siguiente expresión:

$$L = \frac{b_{ini} - b_{fin}}{2 \tan \alpha}$$

Donde:

- L: longitud requerida para la transición (m)
- b_{ini} : ancho inicial del canal (m)
- b_{fin} : ancho final del canal (m)
- α : ángulo de la transición (°)

Se utilizó el ángulo recomendado de 12,5° para la transición (Krochin, 1968) y se obtuvo un valor de 20cm para la longitud requerida para cada una de las transiciones. Para el diseño en sí del canal de entrada, se usó la ecuación de Manning, descrita previamente en la sección 4.4.1. Se tomó el caudal medio diario como el caudal de diseño del canal. Los resultados de calado, velocidad, pendiente de flujo y el número de Froude para cada abscisa se detallan en la Tabla 27.

Abscisa (m)	Ancho canal (m)	Área mojada (m ²)	Perímetro mojado (m)	Radio hidráulico (m)	Calado (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente flujo (m/m)	N. Froude	dy/dx
-	0,40	0,00	0,42	0,01	0,010	0,22	0,0050	0,72	- 0,00
0,05	0,38	0,00	0,40	0,01	0,010	0,23	0,0057	0,76	- 0,00
0,10	0,36	0,00	0,37	0,01	0,009	0,25	0,0066	0,82	- 0,00
0,15	0,33	0,00	0,35	0,01	0,009	0,27	0,0082	0,91	- 0,02
0,20	0,31	0,00	0,33	0,01	0,008	0,33	0,0135	1,15	0,03
0,25	0,31	0,00	0,33	0,01	0,010	0,28	0,0083	0,92	- 0,02
0,30	0,31	0,00	0,33	0,01	0,008	0,32	0,0125	1,11	0,03
0,35	0,31	0,00	0,33	0,01	0,010	0,27	0,0071	0,86	- 0,01
0,40	0,31	0,00	0,33	0,01	0,010	0,28	0,0080	0,91	- 0,02
0,45	0,31	0,00	0,33	0,01	0,009	0,31	0,0109	1,04	0,07
0,50	0,31	0,00	0,34	0,01	0,012	0,22	0,0037	0,63	0,00
0,55	0,33	0,00	0,36	0,01	0,012	0,20	0,0031	0,58	0,00
0,60	0,36	0,00	0,38	0,01	0,013	0,19	0,0026	0,54	0,00
0,65	0,38	0,00	0,40	0,01	0,013	0,18	0,0022	0,50	0,00
0,70	0,40	0,01	0,43	0,01	0,013	0,16	0,0019	0,46	0,00

Tabla 27 Características del flujo en el canal de entrada

Se propone una profundidad de 30cm para el canal, porque, si bien la forma seleccionada del canal provoca calados de flujo muy reducidos, las dimensiones del mismo no se pueden disminuir debido a que complicará su construcción y aún más las operaciones de limpieza. La vista en planta del canal de ingreso se presenta en la Ilustración 23, mientras que el perfil de flujo se muestra en la Ilustración 24.

Como consecuencia de la selección de dimensiones, el régimen de flujo cambia de tipo varias veces a lo largo del canal de entrada, como se observa en la Tabla 27, lo cual no es lo ideal. Asimismo, el perfil de flujo de la Ilustración 24, no se mantiene regular conforme avanza el agua. Los detalles constructivos del canal de ingreso se encuentran en los planos anexados a este informe. A pesar de las condiciones hidráulicas señaladas, se considera un diseño apropiado considerando la operación real de estas estructuras en campo que han sido discutidas con personal de ETAPA y con la dirección del trabajo de titulación.

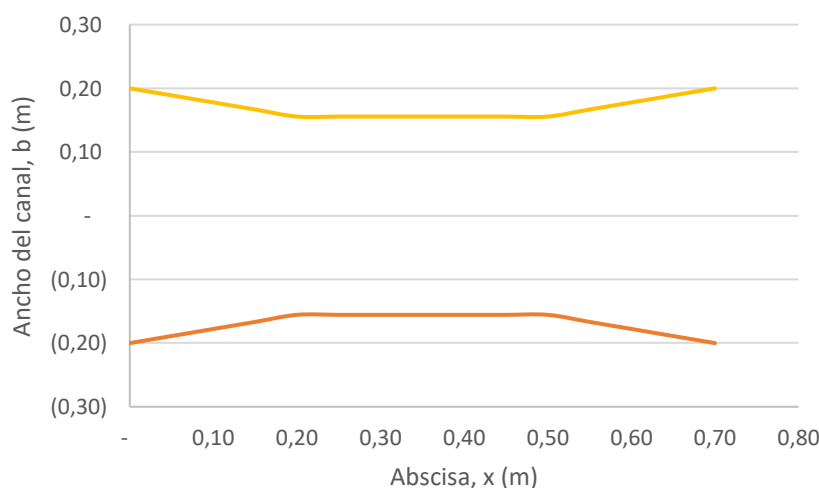


Ilustración 23 Vista en planta del canal de entrada

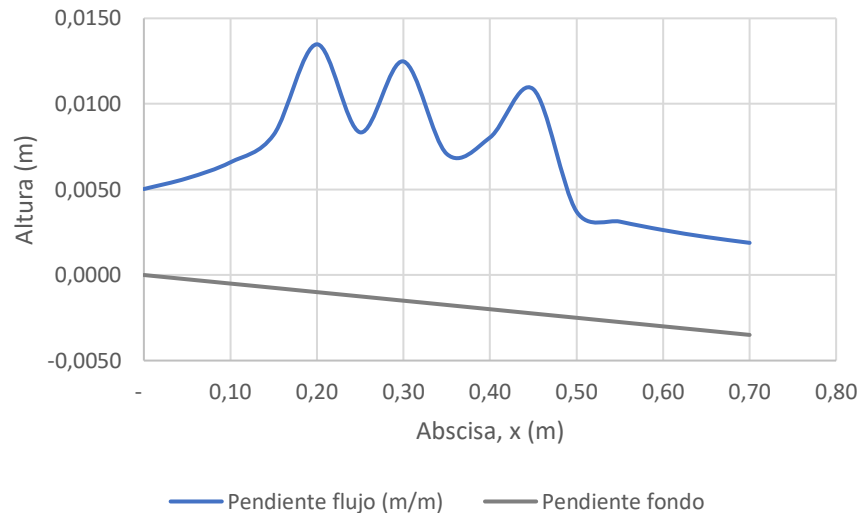


Ilustración 24 Perfil de flujo en el canal de ingreso

5.2.2. Rejillas

La garganta del canal alojará la rejilla para retención de sólidos para iniciar el pretratamiento. Para el diseño de la misma, se seleccionaron las dimensiones que se muestran en la Tabla 28, valores que se encuentran dentro de los rangos recomendados (Tabla 19). A partir de estos parámetros, se determinó el número de barras, el ancho efectivo, el área efectiva, y la longitud de las rejillas inclinadas y horizontales. Con estas longitudes se definió, a su vez, la longitud necesaria para la garganta del canal de ingreso, como se detalla en la misma tabla. La pérdida de carga se calculó utilizando la ecuación detallada en la sección 4.4.1, y se muestra su valor en la Tabla 29. La velocidad de aproximación es aquella determinada para la abscisa del fondo del canal de ingreso desde la cual se ubicará la rejilla, en la Tabla 27.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Diámetro de la barra	d	1,00	cm
Separación entre barras	s	2,50	cm
Pendiente en relación a la vertical	z	45,00	°
Ancho total	B	30,00	cm
Número de barras	#barras	9,00	barras
Ancho neto	Befec	21,00	cm
Área efectiva de flujo	A	0,002	m ²
Longitud rejillas inclinadas	L	0,42	m
Proyección horizontal de rejillas inclinadas	Lp	0,30	m
Longitud de rejillas horizontales	Lh	0,20	m

Tabla 28 Diseño de la rejilla

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Coeficiente de turbulencia	C	0,70	---
Velocidad de circulación entre las barras	V	0,41	m/s
Velocidad de aproximación	v	0,27	m/s
Pérdida de carga	h	0,01	m

Tabla 29 Cálculo de la pérdida de carga por la rejilla

Los resultados obtenidos se compararon con los límites establecidos en la literatura (Metcalf & Eddy, 1995) y mostrados en la Tabla 30. Si bien la velocidad de aproximación no está

dentro del rango (posee un valor muy cercano al límite inferior del rango recomendado en la literatura), se considera un diseño apropiado, puesto que no se pueden modificar las dimensiones del canal para garantizar un flujo con las condiciones hidráulicas ideales para este tipo de estructura, puesto que afectaría sus condiciones de operación y limpieza. En cuanto a la pérdida de carga, cumple totalmente con los límites admisibles. Los detalles constructivos de la rejilla se encuentran en los planos anexados a este informe.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Velocidad de aproximación máxima	vmáx	1,20	m/s
Velocidad de aproximación mínima	vmín	0,30	m/s
Pérdida de carga admisible	H	150,00	mm

Tabla 30 Límites considerados para el diseño de la rejilla

5.2.3. Desarenador

Se proyectan una unidad de desarenado con dos canales para el sistema de tratamiento, con el objetivo de contar con uno en funcionamiento mientras en el otro se elaboran actividades de limpieza y mantenimiento. Para el diseño de dicha estructura, se consideró los parámetros de entrada de la Tabla 31. Se calcularon las condiciones de flujo del canal de entrada con la ecuación de Manning y se determinó un régimen subcrítico. Los resultados se muestran en la Tabla 32.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Caudal de diseño	Q	0,00084	m ³ /s	qmd
Ancho de canal de entrada	b	0,40	m	
Coeficiente de rugosidad de Manning	n	0,014	---	Hormigón
Pendiente de fondo del canal de entrada	So	0,005	m/m	
Diámetro de partículas	ds	0,0003	m	Diámetro recomendado 0,2mm
Viscosidad cinemática del agua	n	1,18E-06	m ² /s	A 14°C
Densidad agua	r	999,3	kg/m ³	A 14°C
Peso específico relativo de partículas	S	2,6	---	Material cuarcífero

Tabla 31 Parámetros de entrada para el diseño del desarenador

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Calado normal	yn	0,01	m	
Velocidad media de flujo	V _m	0,17	m/s	
Número de Froude	F _r	0,48	---	Flujo subcrítico

Tabla 32 Condiciones de flujo en el canal de entrada al desarenador

Para la determinación de la velocidad de sedimentación en el desarenador se utilizó las siguientes ecuaciones, para números de Reynolds menores a 1×10^4 :

$$w_o = -\sqrt{\frac{4gd_s}{3C_d}}(s-1)$$

$$C_d = \frac{24v}{|w_o|d_s} + 1,5$$

Donde:

- w_o : velocidad de sedimentación en el desarenador (m/s)

- d_s : diámetro de la partícula a sedimentar (m)
- s : peso específico relativo de las partículas
- C_d : coeficiente de arrastre
- ν : viscosidad cinemática del agua (m^2/s)

Por lo tanto, tras varias iteraciones, el valor obtenido para la velocidad de sedimentación es de 0,0522m/s

El umbral de movimiento se define por el Diagrama de Shields, es decir, aquella partícula cuyas condiciones permitan obtener un valor menor a los que conforman la curva de Shields, sedimentarán sin ningún inconveniente. Las variables que intervienen en la curva, son el parámetro de estabilidad de Shields y el número de Reynolds. Por lo cual, se usaron las siguientes ecuaciones:

$$V^* = \sqrt{g \frac{R}{4} S_o}$$

$$R^* = \frac{V^* d_s}{\nu}$$

$$\tau^* = \frac{V^{*2}}{(s - 1)gd_s}$$

Donde:

- V^* : velocidad de corte (m/s)
- R : radio hidráulico (m)
- S_o : pendiente de fondo del canal (m/m)
- R^* : número de Reynolds
- d_s : diámetro de la partícula (m)
- ν : viscosidad cinemática del agua (m^2/s)
- τ^* : parámetro de estabilidad de Shields

Los resultados obtenidos (Tabla 33) revelan que aquellas partículas con un diámetro de 0,0003m sedimentan sin problema alguno porque sus condiciones de flujo se encuentran por debajo de la curva del Diagrama de Shields, como se muestra en la Ilustración 25.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Velocidad de corte	V^*	0,012	m/s
Esfuerzo cortante	τ	0,14	Pa
Número de Reynolds de partículas	R^*	3,06	---
Parámetro de estabilidad Shields	τ^*	0,0307	---

Tabla 33 Estudio del umbral de movimiento

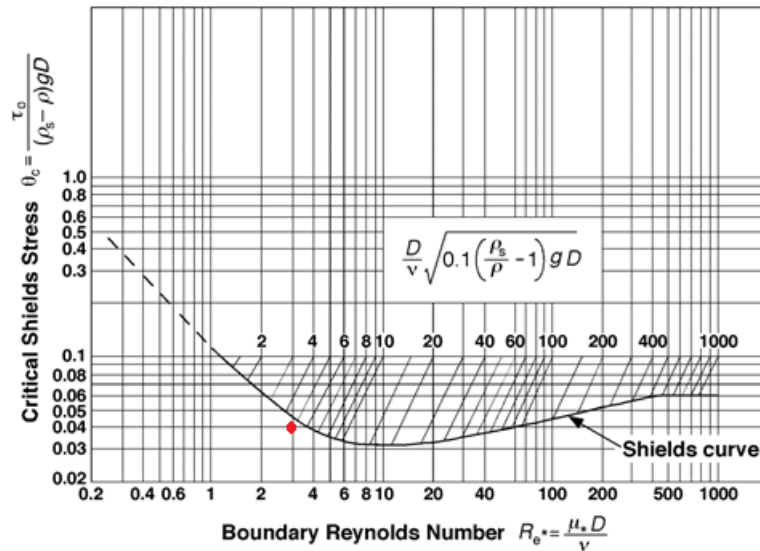


Ilustración 25 Diagrama de Shields

Para un número de Reynolds de 3,06 y según el diagrama, el parámetro de Shields tiene un valor de 0,05. A partir de dicho valor, se determinó la velocidad de corte para una condición crítica, usando las ecuaciones citadas. Se recalculó el número de Reynolds y se encontró el valor de la velocidad máxima que debe tener el flujo de agua residual en el desarenador para depositar las partículas con el diámetro establecido, con la siguiente ecuación:

$$\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_c^*} = \sqrt{\frac{8}{f}}$$

Donde:

- $V_{m\acute{a}x}$: velocidad máxima de flujo (m/s)
- V_c^* : velocidad de corte para condición crítica (m/s)
- f : factor de fricción de Darcy

Usando un valor de 0,019 para el factor de fricción de Darcy para el concreto, se obtuvo una velocidad máxima de 0,31m/s para el flujo del desarenador, como se observa en la Tabla 34. Por lo tanto, se adoptó un valor de 0,30m/s siguiendo la recomendación de Metcalf y Eddy (1995).

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Velocidad de corte para condición crítica	V_c^*	0,02	m/s
Número de Reynolds de partícula	R^*	3,91	---
Velocidad máxima para evitar arrastre	$V_{m\acute{a}x}$	0,31	m/s
Velocidad para el desarenador	V_h	0,30	m/s

Tabla 34 Velocidad máxima para el desarenador

Para el diseño del desarenador de flujo horizontal, se adoptó una profundidad de 0,60m y se determinó un ancho requerido de 0,005m, por lo que se adoptó, asimismo, un ancho de 0,60m para cada canal de la estructura, con el fin de facilitar las operaciones de limpieza y

mantenimiento rutinarios. En base a estos valores, se calculó la longitud mínima de transición y la longitud total del desarenador con las siguientes expresiones:

$$L = \frac{b_{ini} - b_{fin}}{2 \tan \alpha}$$

Donde:

- L: longitud requerida para la transición (m)
- b_{ini} : ancho inicial del canal (m)
- b_{fin} : ancho final del canal (m)
- α : ángulo de la transición (°)

$$L_d = \frac{1,5 H V_h}{w_o}$$

Donde:

- L_d : longitud requerida para el desarenador (m)
- H: profundidad del desarenador (m)
- V_h : velocidad para el desarenador (m/s)
- w_o : velocidad de sedimentación en el desarenador (m/s)

Usando el ángulo recomendado por Krochin de 12,5° para la transición (1968), se obtuvo longitudes para la transición y para el desarenador de 0,45m y 5,17m respectivamente. Un resumen del diseño de la unidad se encuentra en la Tabla 35.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Profundidad del desarenador	H	0,600	m
Ancho requerido	B	0,005	m
Ancho adoptado	B adop	0,600	m
Longitud de transición mínima	L tmín	0,451	m
Longitud de desarenador	L	5,170	m

Tabla 35 Diseño del desarenador de flujo horizontal

El vertedero de excesos se colocará luego del desarenador, para realizar un pretratamiento de los caudales de excesos lo más posible previo a su desvío. Por lo tanto, luego de diseñado el desarenador, se realizó una comprobación de su funcionamiento al llegar a esta unidad el caudal máximo horario, con un valor de 2,53L/s. La velocidad alcanzaría un valor de 0,46m/s, superando el máximo recomendado y alcanzando un flujo súper crítico. Sin embargo, las partículas con diámetro mayor a 0,0003m seguirían depositándose en el fondo sin peligro de arrastre. Además, si bien el ancho requerido con este caudal aumenta con respecto al requerido con un caudal menor, sigue siendo menor al ancho adoptado, por lo que, en cuanto a dimensiones, el desarenador se encontraría en buenas condiciones de funcionamiento. Estos eventos donde se supera el caudal máximo horario ocurren por cortos periodos de tiempo por lo que la operación global de la planta no es afectada.

5.2.4. Dispositivos de control de flujo

Vertedero Sutro

Para el diseño del vertedero Sutro, en primer lugar, se determinó el calado normal de flujo con la ecuación de Manning, en cada uno de los canales del desarenador, asumiendo que uno de ellos funciona mientras el otro se encuentra en sin uso o en mantenimiento. La profundidad y otras condiciones de flujo se detallan en la Tabla 36.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Caudal de diseño	Q	0,253	L/s
Ancho del canal	b	0,600	m
Altura de flujo	y	0,004	m
Perímetro mojado	Pm	0,607	m
Área mojada	Am	0,002	m ²
Radio hidráulico	R	0,004	m
Pendiente del fondo	S	0,005	---
Coeficiente de rugosidad	n	0,014	---
Velocidad de flujo	v	0,117	m/s
Número de Froude	Fr	0,626	---

Tabla 36 Determinación del calado de flujo en el desarenador

La altura mínima del vertedero debe ser igual al calado normal de flujo determinado previamente, mientras que el ancho de la base del mismo debe ser igual al ancho del canal. La carga de agua sobre la cresta de un vertedero Sutro, se calculó con la ecuación establecida en la Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores (OPS, 2005):

$$Q = 2,74\sqrt{yb}\left(H - \frac{y}{3}\right)$$

Donde:

- Q: caudal de diseño (m³/s)
- y: calado normal de flujo (m)
- b: ancho del canal (m)
- H: carga de agua sobre el vertedero (m)

Lo cual, dio como resultado una carga de agua sobre el vertedero de 0,01m. Mientras que, la sección del vertedero Sutro se diseñó con la siguiente expresión. Las dimensiones de la sección se detallan en la Tabla 37 y en la Ilustración 26.

$$\frac{x_i}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \frac{y_i}{y}$$

x (m)	y (m)	Ancho (m)
0,300	0,000	0,600
0,295	0,005	0,590
0,290	0,010	0,581
0,285	0,015	0,571
0,281	0,020	0,561
0,276	0,025	0,552
0,271	0,030	0,542
0,262	0,040	0,523
0,252	0,050	0,505
0,243	0,060	0,487
0,235	0,070	0,469
0,218	0,090	0,436
0,210	0,100	0,420
0,175	0,150	0,351
0,148	0,200	0,296
0,127	0,250	0,254
0,111	0,300	0,221
0,087	0,400	0,174
0,071	0,500	0,143
0,060	0,600	0,121

Tabla 37 Diseño de la sección del vertedero Sutro

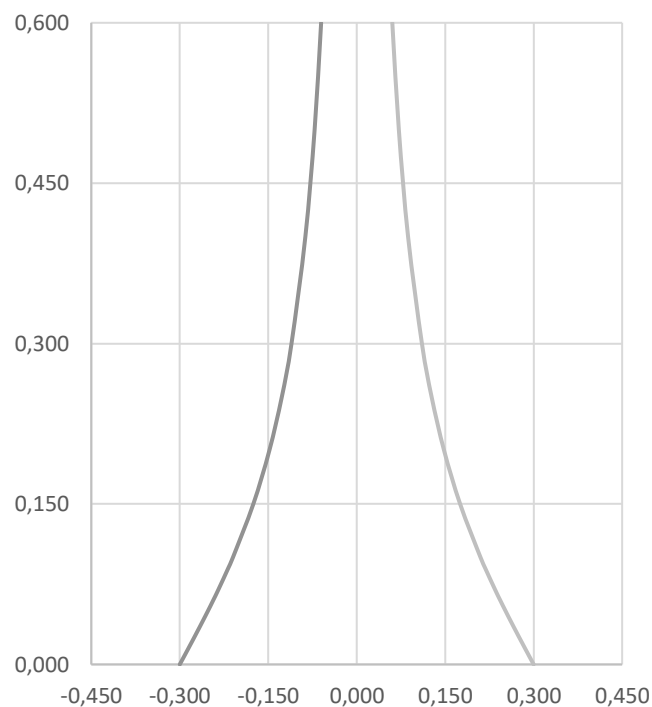


Ilustración 26 Esquema de la sección del vertedero Sutro

Vertedero de excesos

El vertedero de excesos se colocará en el canal que conecta el desarenador con la fosa séptica. Evacuará el caudal de excesos hacia el bypass que se construiría paralelamente al tren de tratamiento. Cabe recalcar que el bypass existente no será utilizado, por lo que se proyecta uno nuevo que se emplazará desde el vertedero de excesos hasta el pozo de revisión de salida de la unidad de filtración, con una tubería de PVC de 200mm de diámetro y codos de 45°. La diferencia de cotas de la entrada y la salida provocan que dicha tubería posea una pendiente de 8%. Se comprobó tanto la velocidad como la relación de calado – diámetro y el flujo cumple con dichas condiciones. Los detalles constructivos tanto del vertedero como de la tubería de excesos se encuentran en los planos anexos a este informe.

Para el diseño de este vertedero se consideró un flujo espacialmente variado por lo que el caudal de entrada a este canal será igual a la suma de ambos caudales de salida (por el vertedero de excesos hacia el bypass y hacia la fosa séptica). Los datos de entrada para el modelamiento de esta estructura se detallan en la Tabla 38.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Caudal de entrada	Q1	5,000	L/s	
Caudal de entrada	Q1	0,005	m3/s	
Caudal desviado	Qv	4,158	L/s	
Caudal desviado	Qv	0,004	m3/s	
Caudal de salida	Q2	0,842	L/s	Caudal que entra a la fosa
Caudal de salida	Q2	0,001	m3/s	
Ancho del canal	b	0,400	m	
Coefficiente de rugosidad	n	0,014	---	Concreto
Pendiente de fondo del canal	S	0,005	---	

Tabla 38 Datos de entrada para el diseño del vertedero de excesos

En primer lugar, se determinó la energía específica antes y después del vertedero. Los resultados se detallan en la Tabla 39 y en la Tabla 40. La energía específica es la suma de las cargas por posición y por velocidad, es decir, se calcula así:

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

- E : energía específica (m)
- y : calado de flujo normal (m)
- V : velocidad de flujo (m)

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Calado después vertedero	y1	0,029	m	
Área mojada	Am1	0,012	m2	
Perímetro mojado	Pm1	0,458	m	
Radio hidráulico	R1	0,025	m	
Velocidad de flujo	v1	0,434	m/s	
Número de Froude	Fr1	0,817	---	Flujo subcrítico
Energía específica	E1	0,038	m	

Tabla 39 Calado de flujo antes del vertedero

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Calado después vertedero	y2	0,010	m	
Área mojada	Am2	0,004	m2	
Perímetro mojado	Pm2	0,419	m	
Radio hidráulico	R2	0,009	m	
Velocidad de flujo	v2	0,220	m/s	
Número de Froude	Fr2	0,722	---	Flujo subcrítico
Energía específica	E2	0,012	m	

Tabla 40 Calado de flujo después del vertedero

La altura de la línea de energía en cada punto, es igual la energía específica de cada uno de los puntos. Por lo tanto, la altura del paramento del vertedero es igual a la altura de la línea de energía en el punto 1, es decir, antes del vertedero. Las abscisas variables para cada punto se determinaron con la ecuación de Di Marchi (Corzo, González, & Zamudio, 2013):

$$x = \frac{2H - 3P}{H - P} \sqrt{\frac{H - y}{y - P}} - 3 \operatorname{sen}^{-1} \sqrt{\frac{H - y}{y - P}}$$

Donde:

- x : abscisa (m)
- H : altura de la línea de energía (m)
- P : altura del paramento (m)
- y : altura del calado de flujo (m)

Los valores para la abscisa en los puntos 1 y 2, son 3,198 y 0,912m, respectivamente. Luego, se determinó el valor del coeficiente de descarga para un vertedero de cresta afilada, así:

$$C = \frac{2}{3} \left(0,605 + \frac{0,08H}{P} + \frac{1}{1000H} \right)$$

En este caso, el coeficiente de descarga tomó un valor de 0,781, con el cual se procedió a la definición de la longitud del vertedero, con la siguiente expresión:

$$L = \frac{3b}{2C} \left[x_2 \left(\frac{y_2}{H_2} \right) - x_1 \left(\frac{y_1}{H_1} \right) \right]$$

Donde:

- L : longitud del vertedero de excesos (m)
- b : ancho del canal (m)

Se presentan las dimensiones del vertedero en la Tabla 41. La longitud final del vertedero se establece en 0,50m.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Altura del vertedero adoptada	P	0,050	m
Carga sobre el vertedero	H	0,006	m
Longitud del vertedero	L	0,506	m

Tabla 41 Diseño del vertedero de excesos

5.2.5. Trampa de grasas

Debido a la existencia de una microindustria destinada a la elaboración de derivados lácteos en la comunidad de Tutupali Grande que se encuentra conectada a la red de alcantarillado y, considerando una posible expansión de esta actividad en la zona de cobertura, se colocará una trampa de grasas, luego del canal donde se localiza el vertedero de excesos y la fosa séptica.

Para el diseño de la trampa de grasas se siguieron las Especificaciones Técnicas para el Diseño de Trampa de Grasas publicadas por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). Las dimensiones de la estructura se detallan en la Tabla 42.

Mientras que, las características que deben cumplir las tuberías de ingreso y de salida, se encuentran en la Tabla 43 y en la Tabla 44.

Los detalles constructivos de la trampa de grasas se encuentran en los planos anexos a este informe.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Largo	L	0,71	m
Ancho	B	0,36	m
Profundidad	H	0,80	m
Borde libre	h1	0,30	m
Lado de la base	L1	0,36	m
Lado de la base	L2	0,25	m
Área horizontal de la base	A	0,09	m ²
Pendiente lado inclinado		60,00	°

Tabla 42 Dimensiones de la trampa de grasas

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Diámetro	D	75,00	mm
Tipo	---	Codo 90°	---
Prolongación por debajo del nivel de líquido	h2	0,15	m
Diferencia nivel centro tubería vs líquido	h3	0,13	m

Tabla 43 Características de la tubería de ingreso

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Diámetro	D	75,00	mm
Tipo	---	Tee	---
Diferencia nivel vs tubería entrada	h4	0,05	m
Diferencia nivel vs losa cubierta	h5	0,05	m
Diferencia nivel vs fondo	h6	0,10	m

Tabla 44 Características de la tubería de salida

A partir de las dimensiones propuestas para la trampa de grasas, se determinó un volumen efectivo de 174,13L. En la Tabla 45, se define el tiempo de retención que brindaría la unidad para cada uno de los caudales contemplados. La literatura recomienda que el tiempo de retención se encuentre entre los 2,5min y los 3,0min (CEPIS, 2003). Para el caudal máximo horario, el tiempo de retención de 1,15min está muy por debajo del límite inferior. Mientras que, para el caudal máximo diario, este periodo se acerca al límite superior, pero se encuentra dentro del rango adecuado. Y, por último, el tiempo de retención para el caudal medio diario, se encuentra ligeramente sobre el límite superior del rango sugerido. La gran relación existente entre el caudal máximo horario y diario explican este comportamiento. Como se anotó anteriormente, la ocurrencia de caudales iguales o mayores al máximo horario son esporádicos y por periodos cortos.

Descripción	Magnitudes		Unidades
Tipo de caudal	QMH	QMD	qmd
Caudal	2,53	1,05	0,84 L/s
Tiempo de retención	1,15	2,76	3,45 min

Tabla 45 Cálculo del tiempo de retención de la trampa de grasas

5.3.Tratamiento primario

5.3.1. Fosa séptica

El tratamiento primario se realizará a través de la fosa séptica existente en la planta de tratamiento para aprovechar la estructura que se encuentra en un estado aceptable. Por lo tanto, se desarrolló una comprobación utilizando el método propuesto Duncan Mara, cuyas

expresiones se detallaron en la sección 3.4.2 de este informe. El caudal de aguas residuales per cápita, se utiliza como parámetro de diseño de esta estructura. Para el periodo y la población de diseño se tiene 0,39L/s, lo que se traduce a 92L/hab/día.

Para la determinación del volumen para la zona de sedimentación se calculó un tiempo de retención de 0,14días. Sin embargo, al ser 0,20días el tiempo de retención mínimo recomendado, se adoptó dicho valor para continuar con el cálculo. Por lo tanto, el volumen de la zona de sedimentación se definió en 6,74m³.

Al considerar la temperatura promedio de la zona de 14°C, el tiempo de digestión anaerobia se definió en 68,43días, resultando en un volumen de la zona de digestión de lodos de 12,53m³. Mientras que, para la zona de acumulación de lodo se seleccionó un intervalo entre operaciones de un trimestre. Esto, a su vez, define una tasa de acumulación del material estabilizado de 0,06, debido a que es una frecuencia de limpieza menor a 5 años. Por lo anterior, se calculó un volumen para esta zona de 5,49m³. El tiempo del ciclo de limpieza se seleccionó como tres meses debido a las condiciones de funcionamiento del lecho seco que será descrito más adelante.

Por último, para la determinación de la sobrenadante, se consideró una tasa equivalente de la acumulación de lodo de 30%. Por lo tanto, se obtuvo 1,65m³ para esta zona. Se presenta la Tabla 46 el volumen calculado para cada una de las zonas, que, suman, el volumen total que debe tener la fosa séptica.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Volumen de sedimentación	Vs	6,74	m ³
Volumen de digestión de lodo fresco	Vd	12,53	m ³
Volumen de acumulación de lodo	Val	5,49	m ³
Volumen sobrenadante	Vsn	1,65	m ³
Volumen total	Vt	26,41	m ³

Tabla 46 Volumen total para la fosa séptica

Debido a que el volumen requerido (26,41m³) es menor al volumen existente (41,25m³), la fosa séptica funcionará adecuadamente y garantizará un tratamiento primario eficiente para el periodo y población de diseño considerados; así como para brindar un servicio adecuado en el periodo comprendido entre operaciones de limpieza.

5.4. Tratamiento secundario

5.4.1. Sistema multicapa de suelo

Se aprovechará la estructura del filtro existente para en esta emplazar el sistema multicapa de suelo y el filtro de carbón activado, con un cambio en la dirección de flujo, es decir, se proyecta un flujo descendente. La distribución del afluente al filtro se hará a través de tuberías de 110mm perforadas, en forma de espina de pescado, con dos espinas por lado, sostenidas por abrazaderas tipo pera de 110mm conectadas a la cubierta. Según los planos del diseño original, el filtro tiene un diámetro de 4,30m, lo que se traduce a un área de 14,52m².

Para el diseño del sistema multicapa de suelo (SMS) se utilizó como caudal de diseño el caudal medio diario de 0,84L/s. La carga superficial con la que se contaría al final del periodo de diseño, se muestra en la Tabla 47.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Caudal de diseño	Q	0,78	L/s
Diámetro del filtro	D	4,30	m
Área disponible	A	14,52	m ²
Carga superficial	HL	4 611,45	L/día/m ²

Tabla 47 Cálculo de la carga superficial del MSL

Luego, se compararon los valores de las cargas superficiales recomendadas y máximas con aquellas seleccionadas para cada uno de los materiales a utilizar tanto en el sistema multicapa de suelo como en las capas de carbón activado y de grava. Esto resultó en el área requerida para cada material y, por ende, el número de unidades de filtración requeridas, como se observa en la Tabla 48. Se colocará grava antes del SMS y luego de la capa de carbón activado.

Material	Carga superficial recomendada (L/d/m ²)	Carga superficial máxima (L/d/m ²)	Carga superficial seleccionada (L/d/m ²)	Área requerida (m ²)	Unidades necesarias
Grava	3 485,00	N/A	3 485,00	20,88	1,40
Sistema multicapa de suelo	2 000,00	3 000,00	2 300,00	31,64	2,20
Carbón activado	2 265,00	2 265,00	2 265,00	32,13	2,20

Tabla 48 Cálculo de las unidades requeridas de filtración

De la tabla anterior, se concluye que se requieren dos unidades para filtración para el final del periodo de diseño, la segunda con un diámetro de 4,75m, y la misma configuración de capas y tuberías de distribución y recolección. Existiendo ya una unidad construida, se propone que se construya la segunda unidad inmediatamente para aprovechar la intervención a desarrollarse, y de esta manera, optimizar recursos de transporte, de material, de equipos y de mano de obra. El diseño de los orificios de las tuberías se encuentra en la Tabla 49.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Coeficiente de velocidad	Cv	0,95	---
Coeficiente de contracción	Cc	0,65	---
Coeficiente de descarga	Cd	0,62	---
Diámetro del orificio	D	0,01	m
Caudal de cada orificio	Qo	0,00	m ³ /s
Carga hidráulica	H	0,02	m
Caudal de cada orificio	Qo	0,03	L/s
Número de orificios	# orificios	27,65	orificios
Separación entre orificios	s	0,35	m

Tabla 49 Diseño de los orificios para la tubería de distribución

El sistema multicapa de suelo se compone de capas de bloques de mezcla de suelo (Soil Mixture Blocks, SMB) y de capas permeables (Permeable Layer, PL) intercaladas. Para el diseño de los bloques SMB se utilizaron dimensiones recolectadas y sugeridas por An et al. (2015) y se muestran en la Tabla 50. Se seleccionaron dichas dimensiones debido a que mientras menos altos y más angostos sean los bloques, alcanzará mayor eficiencia de tratamiento de sólidos suspendidos, demanda biológica de oxígeno, demanda química de oxígeno y fósforo.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Largo	L	0,10	m
Ancho	W	0,20	m
Altura	H	0,10	m
Espacio horizontal entre SMB	h	0,05	cm

Tabla 50 Diseño de los bloques para el sistema multicapa de suelo

Una mezcla en razón 7:1:1:1 de aserrín, suelo (principalmente limo), carbón activado y polvo de hierro, respectivamente, será el contenido de los SMB. Como material permeable para las PL, se seleccionó zeolita, con un espesor de 0,05m. El espesor del sistema multicapa de suelo calculado se muestra en la Tabla 51, considerando cuatro capas de SMB y cuatro de PL.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Número de capas de SMB	#SMB	4	u
Espesor capas SMB	eSMB	0,10	m
Número de PL	#PL	4	m
Espesor PL	ePL	0,05	m
Espesor sistema multicapa de suelo	e2	0,60	m

Tabla 51 Espesor del sistema multicapa de suelo

5.5.Tratamiento terciario

5.5.1. Carbón activado

Para el filtro de carbón activado para adsorción como tratamiento terciario, se utilizó un espesor de capa de 0,20m, el cual garantiza remoción de olores y compuestos orgánicos. Esta capa se colocará luego del sistema multicapa de suelo, cuya configuración, se detalla en la Tabla 52.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Diámetro del filtro	D	4,30	m
Área del filtro	A	14,52	m ²
Espesor capa de grava 1	e1	0,40	m
Espesor sistema multicapa de suelo	e2	0,60	m
Espesor filtro de carbón activado	e3	0,20	m
Espesor capa de grava 2	e4	0,20	m
Espesor total del SMS	eT	1,40	m

Tabla 52 Configuración de las unidades de filtración

5.6.Tratamiento de lodos

5.6.1. Lecho de secado

El tratamiento de lodos se realizará a través del lecho de secado existente en la planta de tratamiento para aprovechar la estructura que se encuentra en un estado aceptable. Por lo tanto, se desarrolló una comprobación utilizando el método propuesto por Andreoli, von Sperling y Fernandes (2007) cuyas expresiones se detallaron en la sección 3.4.5.

Se consideró como caudal de diseño, el caudal medio diario. La demanda química de oxígeno en el afluente de la planta es de 567mg/L, el cual se obtuvo de la evaluación de las

características químicas del agua residual, explicada en la sección 3.2.2. El coeficiente de producción de lodos es un valor típico para un tratamiento primario con fosa séptica, la concentración de lodos requerida para la descarga y el peso específico del lodo se seleccionaron en base a recomendaciones de literatura (Andreoli, von Sperling, & Fernandes, 2007). Asimismo, se consideró que el proceso de limpieza de la fosa séptica se realizará cada tres meses.

A partir de estos parámetros de diseño, se obtuvo un área requerida de 39,64m², lo cual sobrepasa el área existente. Por lo tanto, se propone la extensión, en longitud, del lecho de secado, siguiendo la misma estructura que posee actualmente, es decir, el uso de grava, arena y ladrillos en forma de panel, con un sistema de drenaje en forma de espina de pescado.

Tanto los parámetros de diseño como las dimensiones requeridas para el lecho de secado se detallan en la Tabla 53.

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades
Caudal de diseño	Q	0,84	L/s
DQO en el afluente	DQO	567,00	g/m3
DQO aplicada	DQOa	41,15	kg/d
Coeficiente de producción de lodos	Y	0,18	KgSS/kgDQOa
Producción de lodos	P	7,20	kgSS/día
Concentración descarga	C	6,00	%
Peso específico lodos	γ	1,020,00	kg/m3
Volumen diario de lodo	Vd	0,12	m3/día
Ciclo de limpieza	T	91,25	días
Volumen requerido	V	10,74	m3
Longitud requerida	L	11,33	m
Ancho	B	3,50	m
Área requerida	A	39,64	m2
Profundidad de la capa de lodo	h	0,27	m

Tabla 53 Diseño del lecho de secado

Para la descarga de los lixiviados drenados del lecho de secado, se diseñó la continuación de la tubería central del mismo, hasta la segunda cámara de la fosa séptica. De esta manera, los lixiviados recibirán un tratamiento previo antes de su descarga. El tratamiento consistiría en sedimentación primaria en una cámara, filtración a través del sistema multicapa de suelo y adsorción por medio de la capa de carbón activado. Esta tubería tiene 110mm de diámetro y sus detalles constructivos se encuentran en los planos anexos a este informe.

5.7.Presupuesto

Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1.		Obras preliminares				
1.1.	520010	Desbroce, destronque y limpieza a mano (incluye remoción y reposición de estructuras menores)	m2	10,81	1,58	17,08
1.2.	530016	Demolición de estructuras de hormigón	m3	1,95	72,12	140,63
1.3.	513002	Transporte de materiales hasta 5km	m3	23,80	1,69	40,22
1.4.	513004	Transporte de materiales más de 5km	m3/km	402,22	0,19	76,42

1.5.	513013	Impuesto de escombrera	m3	23,80	0,74	17,61
1.6.	520014	Replanteo y nivelación de áreas	m2	158,35	1,53	242,28
Total Obras preliminares						534,25
2.		Tratamiento preliminar				
2.1.		Canal de ingreso				
2.1.1.	502002	Excavación a mano de suelo sin clasificar de 0 a 2m de profundidad	m3	0,55	9,94	5,46
2.1.2.	513001	Cargada de material a mano	m3	0,55	4,25	2,33
2.1.3.	513002	Transporte de materiales hasta 5km	m3	0,55	1,69	0,93
2.1.4.	513004	Transporte de materiales más de 5km	m3	9,28	0,19	1,76
2.1.5.	513013	Impuesto de escombrera	m3	0,55	0,74	0,41
2.1.6.	506011	Hormigón de replantillo de 140kg/cm2	m3	0,03	124,36	3,11
2.1.7.	506050	Hormigón simple de 240kg/cm2	m3	0,14	154,27	21,60
2.1.8.	501010	Encofrado recto para estructuras de hormigón visto	m2	1,90	14,74	28,01
2.1.9.	506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	2,15	0,63	1,35
2.1.10.	543082	Preparado y pintado con pintura anticorrosiva	m2	2,15	3,28	7,05
2.1.11.	540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	2,15	6,14	13,20
2.1.12.	535823	Suministro de tubería PVC D=200mm	m	1,81	15,27	27,64
2.1.13.	509037	Colocación de tubería PVC D=200mm	m	1,81	0,97	1,76
Total Canal de ingreso						114,61
2.2.		Rejilla				
2.2.1.	540065	Suministro e instalación de rejilla de barras de acero de sección rectangular	m2	0,22	149,42	32,87
2.2.2.	506024	Revestimiento epóxico	m2	0,22	24,31	5,35
Total Rejilla						38,22
2.3.		Desarenador				
2.3.1.	502002	Excavación a mano de suelo sin clasificar de 0 a 2m de profundidad	m3	14,39	9,94	143,06
2.3.2.	513001	Cargada de material a mano	m3	14,39	4,25	61,17
2.3.3.	513002	Transporte de materiales hasta 5km	m3	14,39	1,69	24,32
2.3.4.	513004	Transporte de materiales más de 5km	m3	243,23	0,19	46,21
2.3.5.	513013	Impuesto de escombrera	m3	14,39	0,74	10,65
2.3.6.	506011	Hormigón de replantillo de 140kg/cm2	m3	1,17	124,36	145,50
2.3.7.	506050	Hormigón simple de 240kg/cm2	m3	3,16	154,27	487,49
2.3.8.	501010	Encofrado recto para estructuras de hormigón visto	m2	14,75	14,74	217,42
2.3.9.	506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	15,17	0,63	9,56
2.3.10.	543082	Preparado y pintado con pintura anticorrosiva	m2	15,17	3,28	49,76
2.3.11.	540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	15,17	6,14	93,14
2.3.12.	540096	Suministro e instalación de compuerta de acero de acción mecánica de 0,30mx0,30m	u	2,00	190,24	380,48

2.3.13.	540420	Suministro e instalación de castillo para operación de válvula de compuerta	u	2,00	79,85	159,70
2.3.14.	535628	Suministro e instalación de vástago de HG para compuerta	u	2,00	5,90	11,80
Total Desarenador						1,840,27
2.4.		Vertedero Sutro				
2.4.1.	540160	Suministro e instalación de vertedero (tool galvanizado)	u	2,00	122,52	245,04
2.4.2.	506024	Revestimiento epóxico	m2	0,42	24,31	10,21
Total Vertedero Sutro						255,25
2.5.		Vertedero de excesos				
2.5.1.	502002	Excavación a mano de suelo sin clasificar de 0 a 2m de profundidad	m3	15,20	9,94	151,06
2.5.2.	513001	Cargada de material a mano	m3	15,20	4,25	64,59
2.5.3.	513002	Transporte de materiales hasta 5km	m3	15,20	1,69	25,68
2.5.4.	513004	Transporte de materiales más de 5km	m3	256,83	0,19	48,80
2.5.5.	513013	Impuesto de escombrera	m3	15,20	0,74	11,25
2.5.6.	506011	Hormigón de replantillo de 140kg/cm2	m3	0,11	124,36	13,68
2.5.7.	506050	Hormigón simple de 240kg/cm2	m3	0,47	154,27	72,51
2.5.8.	501010	Encofrado recto para estructuras de hormigón visto	m2	1,45	14,74	21,37
2.5.9.	506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	1,50	0,63	0,95
2.5.10.	543082	Preparado y pintado con pintura anticorrosiva	m2	1,50	3,28	4,92
2.5.11.	540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	1,50	6,14	9,21
2.5.12.	540160	Suministro e instalación de vertedero (tool galvanizado)	u	1,00	122,52	122,52
2.5.13.	506024	Revestimiento epóxico	m2	0,05	24,31	1,22
2.5.14.	535823	Suministro de tubería PVC D=200mm	m	20,41	15,27	311,66
2.5.15.	509037	Colocación de tubería PVC D=200mm	m	20,41	0,97	19,80
2.5.16.	509091	Colocacion Acc PVC E/C sin anclajes, D= 200 mm	u	4,00	9,71	38,84
Total Vertedero de excesos						879,20
2.6.		Trampa de grasas				
2.6.1.	502002	Excavación a mano de suelo sin clasificar de 0 a 2m de profundidad	m3	1,03	9,94	10,24
2.6.2.	513001	Cargada de material a mano	m3	1,03	4,25	4,38
2.6.3.	513002	Transporte de materiales hasta 5km	m3	1,03	1,69	1,74
2.6.4.	513004	Transporte de materiales más de 5km	m3	17,41	0,19	3,31
2.6.5.	513013	Impuesto de escombrera	m3	1,03	0,74	0,76
2.6.6.	506011	Hormigón de replantillo de 140kg/cm2	m3	0,08	124,36	9,95
2.6.7.	506050	Hormigón simple de 240kg/cm2	m3	1,48	154,27	228,32
2.6.8.	501010	Encofrado recto para estructuras de hormigón visto	m2	1,70	14,74	25,06

2.6.9.	506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	1,60	0,63	1,01
2.6.10.	543082	Preparado y pintado con pintura anticorrosiva	m2	1,60	3,28	5,25
2.6.11.	540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	1,60	6,14	9,82
2.6.12.	540005	Suministro e instalación de tapa metálica	m2	0,39	142,17	55,45
2.6.13.	540096	Suministro e instalación de compuerta de acero de acción mecánica de 0,30mx0,30m	u	1,00	190,24	190,24
2.6.14.	540420	Suministro e instalación de castillo para operación de válvula de compuerta	u	1,00	79,85	79,85
2.6.15.	535628	Suministro e instalación de vástago de HG para compuerta	u	1,00	5,90	5,90
2.6.16.	509255	Suministro de tubería PVC D=75mm	m	0,30	1,40	0,42
2.6.17.	509001	Colocación de tubería PVC D=75mm	m	0,30	0,23	0,07
	535406	Sum, Codo PVC E/C Desagüe D=75 mm 45 grad.	u	1,00	2,49	2,49
2.6.18.	509029	Colocación accesorios PVC D=75mm	u	1,00	1,86	1,86
2.6.19.	535020	Suministro de tubería PVC D=110mm	m	1,15	2,41	2,77
2.6.20.	540013	Colocación de tubería PVC D=110mm	m	1,15	0,44	0,51
	535043	Sum, Codo PVC E/C Desagüe D=110 mm 45 grad,	u	1,00	3,76	3,76
2.6.21.	509055	Colocación accesorios PVC D=110mm	u	1,00	6,17	6,17
Total Trampa de grasas						649,32
Total Tratamiento preliminar						3,776,86
3.		Tratamiento primario				
3.1.		Fosa séptica				
3.1.1.	535020	Suministro de tubería PVC D=110mm	m	0,83	2,41	2,00
3.1.2.	540013	Colocación de tubería PVC D=110mm	m	0,83	0,44	0,37
3.1.3.	509255	Suministro de tubería PVC D=75mm	m	0,74	1,40	1,04
3.1.4.	509001	Colocación de tubería PVC D=75mm	m	0,74	0,23	0,17
3.1.5.	535406	Sum, Codo PVC E/C Desagüe D=75 mm 45 grad.	u	4,00	2,49	9,96
3.1.6.	509029	Colocación accesorios PVC D=75mm	m	2,00	1,86	3,72
Total Fosa séptica						17,25
Total Tratamiento primario						17,25
4.		Tratamiento secundario y terciario				
4.1.		Unidad de filtración				
4.1.1.	530016	Demolición de estructuras de hormigón	m3	2,79	72,12	201,29
4.1.2.	502002	Excavación a mano de suelo sin clasificar de 0 a 2m de profundidad	m3	55,89	9,94	555,55

4.1.3.	513001	Cargada de material a mano	m3	55,89	4,25	237,53
4.1.4.	513002	Transporte de materiales hasta 5km	m3	55,89	1,69	94,45
4.1.5.	513004	Transporte de materiales más de 5km	m3	944,54	0,19	179,46
4.1.6.	513013	Impuesto de escombrera	m3	55,89	0,74	41,36
4.1.7.	514004	Relleno compactado con equipo liviano	m3	3,99	3,80	15,16
4.1.8.	506011	Hormigón de replantillo de 140kg/cm2	m3	25,14	124,36	3,126,41
4.1.9.	506050	Hormigón simple de 240kg/cm2	m3	8,75	154,27	1,349,86
4.1.10.	501010	Encofrado recto para estructuras de hormigón visto	m2	2,35	14,74	34,64
4.1.11.	501002	Encofrado curvo para estructuras de hormigón visto	m2	29,34	14,92	437,75
4.1.12.	506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	31,76	0,63	20,01
4.1.13.	543082	Preparado y pintado con pintura anticorrosiva	m2	31,76	3,28	104,17
4.1.14.	540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	31,76	6,14	195,01
4.1.15.	535020	Suministro de tubería PVC D=110mm	m	62,82	2,41	151,40
4.1.16.	540013	Colocación de tubería PVC D=110mm	m	62,82	0,44	27,64
4.1.17.	540320	Retiro de material filtrante y de soporte	m3	29,04	55,07	1,599,23
4.1.18.	535823	Suministro de tubería PVC D=200mm	m	4,13	15,27	63,07
4.1.19.	509037	Colocación de tubería PVC D=200mm	m	4,13	0,97	4,01
4.1.20.	535124	Sum, Tapon PVC U/E D=110 mm	u	20,00	38,82	776,40
4.1.21.	5A0062	Sum, Valvula de Globo Tipo ON-OFF HD BB PN25 D= 100 mm	u	2,00	253,02	506,04
4.1.22.	5A0068	Instalacion, Valvula No Automatica BB D= 100 mm	u	2,00	11,13	22,26
4.1.23.	540095	Suministro y colocación de grava para filtros	m3	39,55	63,97	2,530,01
4.1.24.	540670	Sum, y colocacion de Zeolita Natural	m3	20,05	193,21	3,873,86
4.1.25.		Suministro y colocación de aserrín	m3	4,73	3,00	14,18
4.1.26.		Suministro y colocación de suelo	m3	0,68	9,94	6,71
4.1.27.	540502	Sum, y colocacion Carbon activado	m3	0,68	960,67	648,45
4.1.28.		Suministro y colocación de polvo de hierro	m3	0,68	16,075,56	10,851,00
4.1.29.		Suministro de sacos de yute	u	3,376,00	0,25	844,00
4.1.30.	535043	Sum, Codo PVC E/C Desagüe D=110 mm 45 grad,	u	20,00	3,76	75,20
4.1.31.	509055	Colocación accesorios PVC D=110mm	u	20,00	6,17	123,40
4.1.32.	540005	Suministro e instalación de tapa metálica	m2	0,28	142,17	39,81
Total Unidad de filtración						28,749,32
Total Tratamiento secundario y terciario						28,749,32
5.		Tratamiento de lodos				
5.1.		Lecho de secado				
5.1.1.	530016	Demolición de estructuras de	m3	0,64	72,12	46,16

		hormigón				
5.1.2.	502002	Excavación a mano de suelo sin clasificar de 0 a 2m de profundidad	m3	19,94	9,94	198,20
5.1.3.	513001	Cargada de material a mano	m3	19,94	4,25	84,75
5.1.4.	513002	Transporte de materiales hasta 5km	m3	19,94	1,69	33,70
5.1.5.	513004	Transporte de materiales más de 5km	m3	336,99	0,19	64,03
5.1.6.	513013	Impuesto de escombrera	m3	19,94	0,74	14,76
5.1.7.	506011	Hormigón de replantillo de 140kg/cm2	m3	2,30	124,36	286,03
5.1.8.	506050	Hormigón simple de 240kg/cm2	m3	2,65	154,27	408,82
5.1.9.	501010	Encofrado recto para estructuras de hormigón visto	m2	12,70	14,74	187,20
5.1.10.	506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	13,10	0,63	8,25
5.1.11.	543082	Preparado y pintado con pintura anticorrosiva	m2	13,10	3,28	42,97
5.1.12.	540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	13,10	6,14	80,43
5.1.13.	535020	Suministro de tubería PVC D=110mm	m	9,82	2,41	23,67
5.1.14.	540013	Colocación de tubería PVC D=110mm	m	9,82	0,44	4,32
5.1.15.	535043	Sum, Codo PVC E/C Desagüe D=110 mm 45 grad,	u	7,00	3,76	26,32
5.1.16.	509055	Colocación accesorios PVC D=110mm	u	7,00	6,17	43,19
5.1.17.	540095	Suministro y colocación de grava para filtros	m3	3,93	63,97	251,40
5.1.18.	540686	Sum, y colocacion Arena (Lecho de secado)	m3	3,93	30,17	118,57
5.1.19.	540684	Suministro y colocación de ladrillo (lecho de secado)	m2	19,65	22,94	450,77
Total Lecho de secado						2,373,52
Total Tratamiento de lodos						2,373,52
6.		Obras varias				
6.1.	550035	Suministro de planta nativa (aliso)	u	2,00	4,94	9,88
6.2.	5VR005	Suministro e instalación de letrero informativo con marco de perfilera metálica y lona templada	m2	2,00	60,51	121,02
6.3.	543133	Señalética	u	7,00	10,03	70,21
Total Obras varias						201,11
GRAN TOTAL						35,652,31

Capítulo 6 – Manual de operaciones y mantenimiento

El presente capítulo constituye el manual de operación y mantenimiento para la planta de tratamiento de aguas residuales de la Comunidad Tutupali Grande. Contiene los procedimientos mínimos para operar y mantener cada una de las unidades que compone el tren de tratamiento y su objetivo es garantizar un buen funcionamiento de las instalaciones. Es de suma importancia seguir este manual como guía y llevar un proceso de control y evaluación permanente desde la red de alcantarillado hasta el punto de disposición del efluente final.

Para la operación y mantenimiento se requiere de personal capacitado en realizar estos procesos para plantas descentralizadas. El personal de operación y mantenimiento debe, en primer lugar, usar equipo de protección adecuado y aprobado por las normas de seguridad para evitar enfermedades y/o accidentes. El equipo se constituye por: botas con punta de acero, guantes, mascarilla y casco.

Asimismo, debe utilizar productos germicidas para el aseo personal y desinfectar las herramientas de trabajo con soluciones de cloro al 2% de concentración cada vez que el personal considere necesario y al momento de terminar cualquier labor de limpieza (Ministerio Boliviano del Agua, 2007).

6.1. Tratamiento preliminar

6.1.1. Rejilla de entrada

Al ser un elemento de retención de sólidos mayores, su obstrucción puede ser regular, tanto parcial como totalmente, provocando desbordamiento del caudal. Actividades a ejecutar en este elemento son las siguientes (Ministerio Boliviano del Agua, 2007):

- Remover los sólidos atrapados por la rejilla, dos veces por semana, en época de lluvia, caso contrario una sola vez por semana, o cuando la obstrucción complete alrededor del 60% del área efectiva de la rejilla.
- Usar rastrillos de mango largo para remover el material. El rastrillado se debe realizar con especial cuidado para evitar el paso del material retenido hacia el desarenador. Empezar desde la parte inferior de las barras hasta poder colocar el material en la rejilla horizontal superior para su secado.
- Clasificar los sólidos removidos en bolsas de basura según corresponda el color de las mismas, en caso de detectar residuos infecciosos, para su posterior disposición en depósitos adecuados. Medir y registrar la cantidad de sólidos extraídos.
- Retirar con una pala, preferiblemente cuadrada, los sedimentos o lodos depositados antes de la rejilla, en el canal de ingreso, y colocarlos en el lecho de secado de forma extendida para facilitar su drenaje.
- Revisar indicios de corrosión en las barras. En el caso de que exista, limpiar la superficie, y aplicar pintura anticorrosiva en la zona afectada.

6.1.2. Desarenador

La constante limpieza del desarenador evita el ingreso de arena a las unidades posteriores y posible daño y/o colmatación de sus estructuras. Actividades a ejecutar en esta unidad son las siguientes (Ministerio Boliviano del Agua, 2007):

- Inspeccionar semanalmente la unidad para realizar una limpieza puntual en caso de existir material grueso que logró atravesar la rejilla y para realizar una limpieza total en caso de que el desarenador se encuentre con un nivel de colmatación tal que el operario considere necesario retirar la arena, o cuando el flujo contenga mayor cantidad de sólidos en suspensión de la regular.
- Cerrar la compuerta de uno de los canales del desarenador para desarrollar su limpieza.
- Retirar con una pala, preferiblemente cuadrada, los sedimentos o lodos depositados en los canales del desarenador.
- Medir y registrar el material extraído.
- Colocar de forma extendida los lodos extraídos en el lecho de secado para su deshidratación.

Para el vertedero Sutro se recomienda lo siguiente:

- Cerrar la compuerta del desarenador para conducir el flujo hacia la tubería de desviación hasta el final del tren de tratamiento.
- Revisar indicios de corrosión en la placa de acero que compone el vertedero, por lo menos, una vez por mes. En el caso de que exista dicha corrosión, levantar el vertedero con la manija, limpiar la superficie, y aplicar pintura anticorrosiva en la zona afectada.
- Abrir la compuerta del desarenador para que el flujo siga con su curso normal.

6.2.Tratamiento primario

6.2.1. Fosa séptica

Se debe inspeccionar la estructura cada tres meses. Se deben realizar las siguientes acciones (Ministerio Boliviano del Agua, 2007):

- Revisar indicios de corrosión en las tapas de revisión, tanto en su interior como en su exterior, en cada inspección. En el caso de que exista dicha afección, limpiar la superficie, y aplicar pintura anticorrosiva en la zona afectada.
- Comprobar que no exista infiltración a través de las tapas hacia el interior de la fosa.
- Abrir las tapas por lo menos media hora antes desarrollar actividades de inspección o mantenimiento para evacuar los gases almacenados, y de esta forma evitar efectos adversos en la salud de los operarios. Nunca encender fósforos o cigarrillos.
- Verificar el estado de las tuberías tanto de entrada como de salida de cada una de las cámaras de la fosa en cada inspección.

- Medir la profundidad de los lodos acumulados en el fondo con un bastón envuelta en una tela blanca y registrarla. Se deben extraer los lodos con una bomba de succión de lodos o a mano cada tres meses.
- Realizar la extracción de lodos en un día soleado para que la limpieza no se vea interrumpida por precipitaciones y/o para que la bomba pueda acceder al predio de la planta de tratamiento sin ningún inconveniente. Dejar una pequeña cantidad de lodos para que el proceso de la planta no sea interrumpido. Colocar de forma esparcida los lodos en el lecho de secado.
- Verificar que el pozo de revisión de salida no presente sedimentos, lo cual mostraría un mal funcionamiento de la fosa.
- Cada tres meses, llevar a cabo una limpieza de las paredes del tanque con un cepillo de goma para retirar el material adherido. Bajo ningún concepto, lavar o desinfectar el tanque después de realizar el mantenimiento.

6.3. Tratamiento secundario

6.3.1. Sistema multicapa de suelo

El funcionamiento adecuado del sistema multicapa se encuentra en función de cuán bien construidas están cada una de las capas a través de las cuales el agua circula, y de la calidad su relleno. Las actividades recomendadas para la operación y mantenimiento de esta unidad son las siguientes (Ministerio Boliviano del Agua, 2007):

- Para poner en marcha el filtro, comprobar el correcto funcionamiento de la unidad. En el caso de que exista algún tipo de inconveniente, ejecutar las correcciones necesarias.
- Inspeccionar cada año que las capas no se colmen o se bloqueen. En el caso de que haya sucedido un bloqueo, reducir el caudal a través de la tubería de desviación, para facilitar a la capa de microorganismos que rodea las capas, reduzca su volumen. Reestablecer el flujo.
- Inspeccionar cada año que tanto las capas como los bloques que constituyen a algunas de ellas todavía mantengan. En el caso de que esto no sucediera, bloquear el flujo al filtro por medio de la válvula, y desviar el mismo hacia la otra unidad de filtración. Reemplazar aquellos bloques que se encuentran en mal estado y colocar nuevamente el resto de capas.
- Limpiar quincenalmente la cámara de salida, con el objetivo de evitar el desarrollo de focos de infección.

6.4. Tratamiento terciario

6.4.1. Filtro de carbón activado

Como acciones operativas y de mantenimiento que se deben llevar a cabo para el adecuado funcionamiento de los filtros de carbón activado, que constituyen la fase de tratamiento terciario del sistema se encuentran los siguientes puntos (Tilley, y otros, 2014):

- Monitorear continuamente la calidad del afluente y efluente y la pérdida de carga del filtro, para garantizar el rendimiento de diseño.
- Limpiar y/o lavar frecuentemente el filtro para evitar acumulación de sólidos y crecimiento microbiano que disminuye la eficacia del mismo.
- Reemplazar el filtro de carbón cada vez que se considere necesario, cuidando los criterios económicos.

6.5. Tratamiento de lodos

6.5.1. Lecho de secado

El lecho de secado se debe rellenar con los lodos de la fosa séptica cuatro veces al año. Se deben extender los lodos de modo uniforme sobre la superficie, con una profundidad máxima, definida por las dimensiones del mismo. Asimismo, se deben retirar los lodos una vez cuenten con las características físicas necesarias para que puedan ser removidos con pala, y en este caso particular, ser trasladados hasta el vehículo que los transportará hasta el relleno sanitario para el efecto. Se recomienda no colocar más lodo antes de haber retirado el lodo deshidratado (Ministerio Boliviano del Agua, 2007).

Limpiar el lecho de secado cada vez que se lo vacíe, con especial atención al área de descarga y los drenajes. El periodo en el que generalmente se puede retirar los lodos es desde los 10 hasta los 60 días, aunque depende en la mayoría de casos, de las condiciones climáticas como precipitación y humedad. Se debe reemplazar la capa de arena cada cierto tiempo, debido a que se pierde un poco de esta capa cada vez que se remueven los lodos (Tilley, y otros, 2014).

Se recomienda la adición de cal una vez que la capa de lodo en el lecho se ha reducido entre 65 y 70%, que puede ser alcanzado después de los 10 días (Torres, Marmolejo, & Botina, 2005).

Capítulo 7 – Conclusiones

Las estructuras preliminares requeridas, es decir, rejillas, unidades de desarenado y dispositivos de control de velocidad no existen en la planta de tratamiento actualmente. El canal de entrada presenta deterioro por el paso del tiempo. La fosa séptica cuenta con buenas condiciones estructurales y funciona de manera eficiente. Si bien existe un filtro anaerobio de flujo ascendente, cabe una mejora del tratamiento secundario y la inclusión de un tratamiento terciario.

Sobre la base de la evaluación de la planta de tratamiento, del proceso metodológico de selección de la tecnología adecuada y de la revisión de la literatura, se desarrolló el diseño de estructuras del tratamiento preliminar, propuestas de adecuaciones para la unidad de tratamiento primario, la modificación y ampliación de la metodología usada para la filtración como tratamiento secundario, la inclusión de una unidad de tratamiento terciario, con el objetivo de mejorar la eficiencia global del tren de tratamiento; y por último, la extensión de la unidad de tratamiento de lodos.

Las alternativas tecnológicas propuestas inicialmente para cada fase del tratamiento fueron analizadas a través de un proceso sistemático propuesto por Noyola y otros. Se evaluaron aspectos como aplicabilidad del proceso, generación de residuos, aceptación de la comunidad, generación de subproductos con valor económico, vida útil, requerimientos de área, costos, diseño, construcción, operación, mantenimiento e impacto ambiental.

El proceso de selección resultó en un tren de tratamiento constituido por: rejilla, desarenador y trampa de grasas para el tratamiento preliminar, fosa séptica para el primario, sistema multicapa de suelo para el secundario, carbón activado para el terciario y lecho de secado para el tratamiento de lodos. La tecnología seleccionada alcanza eficiencias de remoción de 99% para la DBO⁵, 99% para la DQO, 70% para los sólidos suspendidos, 99% para el nitrógeno total Kjeldahl y tres unidades logarítmicas para los coliformes totales. Estos constituyen los parámetros cuya remoción era insignificante o nula en la planta de tratamiento original.

El tren de tratamiento propuesto representa una solución descentralizada sostenible para la comunidad de Tutupali Grande, en la que se contemplan tanto los aspectos económicos y sociales como los ambientales. Los beneficios de este diseño incluyen: la reutilización de unidades preexistentes para optimizar recursos, la implementación de procesos y operaciones sin requerimientos energéticos, un potencial para el uso del efluente de la planta aguas debajo de la misma y la reducción del impacto ambiental actual.

Se propone también un manual de operación y de mantenimiento que representa una guía para garantizar el funcionamiento adecuado del sistema para precautelar las condiciones físicas y estructurales de cada una de las unidades y la seguridad ocupacional del equipo de operadores del sistema.

Capítulo 8 – Referencias

- ABNT. (1986). *NBR 9649 Proyecto de redes colectoras de aguas residuales*. Río de Janeiro: ABNT.
- Alvarado, A., Larriva, J., Sánchez, E., Idrovo, D., & Cisneros, J. F. (2017). *Assessment of decentralized wastewater treatment systems in the rural area of Cuenca, Ecuador*. Cuenca: Water Practice & Technology.
- An, C. J., McBean, E., Huang, G. H., Yao, Y., Zhang, P., Chen, X. J., & Li, Y. P. (2015). *Multi-soil-layering for wastewater treatment in small and remote communities*. Beijing: Journal of Environmental Informatics.
- Andreoli, C., von Sperling, M., & Fernandes, F. (2007). *Sludge Treatment and Disposal*. London: IWA.
- AWWA, ASCE. (1990). *Water treatment plant design*. San Diego: McGraw-Hill.
- BDE. (14 de Enero de 2022). Tasas de interés para créditos para instituciones públicas en el Ecuador. (M. P. Pérez, Entrevistador)
- Belzona. (2010). *Tratamiento de aguas residuales*. Belzona Inc.
- BID. (2019). *Prácticas y saberes en la gestión comunitaria del agua para consumo humano y saneamiento en las zonas rurales de Ecuador*. Banco Interamericano de Desarrollo.
- Capodaglio, A., Callegari, A., Cecconet, D., & Molognoni, D. (2017). *Sustainability of decentralized wastewater treatment technologies*. Pavia: Water Practice & Technology.
- CELADE. (1984). *Métodos para proyecciones demográficas*. San José: Centro Latinoamericano de Demografía.
- CEPIS. (2003). *Especificaciones técnicas para el diseño de trampa de grasa*. Lima: Organización Panamericana de la Salud.
- Chen, X., Luo, A. C., Sato, K., Wakatsuki, T., & Masunaga, T. (2009). *An introduction of a multi-soil-layering system: a novel green technology for wastewater treatment in rural areas*. Hangzhou: Water and Environment Journal.
- CONAGUA. (2015). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Pretratamiento y tratamiento primario*. México D.F.: CONAGUA.
- Corzo, C., González, F., & Zamudio, E. (2013). *Vertedero lateral, soluciones teóricas verificadas experimentalmente y validadas con base en el análisis dimensional*. Bogotá: Universidad Distrital Francisco José de Caldas.
- Dalahmeh, S. (2013). *Bark and charcoal filters for greywater treatment*. Uppsala: Swedish University of Agricultural Sciences.
- Davis, M. (2010). *Water and wastewater engineering: design principles and practice*. McGraw-Hill Education.

- Dep.AR - ETAPA EP. (20 de Enero de 2021). Costos indirectos para obras en general para tratamiento de aguas residuales. (M. P. Pérez, Entrevistador)
- EAWAG. (2014). *Manejo de lodos fecales: Un enfoque sistémico para su implementación y operación*. Londres: IWA Publishing.
- (2010). *Código Orgánico de Organización Territorial COOTAD*. Quito.
- (2012). *Suplemento Registro Oficial N° 856*. Quito.
- EMAAP Q. (2005). *Normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q*. Quito: Marcial Punguil.
- ETAPA EP. (2021). *ETAPA*. Recuperado el 27 de Septiembre de 2021, de Saneamiento: <https://www.etapa.net.ec/informacion/saneamiento>
- Fahim, R., Lu, X., Jilani, G., Hussain, J., & Hussain, I. (2017). *Comparison of floating-bed wetland and gravel filter amended with limestone and sawdust for sewage treatment*. Environmental Science and Pollution Research.
- GAD Parroquial Tarqui. (2015). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Tarqui, PDOT*. Cuenca: GAD Parroquial Tarqui.
- INEC. (2016). *Ecuador en cifras*. Recuperado el 27 de Septiembre de 2021, de Medición de los indicadores ODS de Agua, Saneamiento e Higiene (ASH) en el Ecuador: <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/indicadores-ods-agua-saneamiento-e-higiene-2016/>
- INEC. (2019). *Ecuador en cifras*. Recuperado el 09 de Septiembre de 2021, de Indicadores ODS Agua, Saneamiento e Higiene - 2016: https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/EMPLEO/2017/Indicadores%20ODS%20Agua,%20Saneamiento%20e%20Higiene/Presentacion_Agua_2017_05.pdf
- Jiménez Terán, J. M. (2015). *Manual para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario*. Veracruz: Universidad Veracruzana.
- Kaetzl, K., Lübken, M., Gehring, T., & Michern, M. (2018). *Efficient low-cost anaerobic treatment of wastewater using biochar and woodchip filters*. Bochum: Water.
- Krochin, S. (1968). *Diseño hidráulico*. Quito: Editorial Universitaria.
- Lahbib, L., Ouazzani, N., Hejjaj, A., Mahi, M., Masunag, T., & Mandi, L. (2018). *Multi-soil layering technology: new solution for sanitation linking hygiene to food security in development countries*. Marrakech: Applied Journal of Environmental Engineering Science.
- Larrea, J., Rojas, M., Romeu, B., Rojas, N., & Heydrich, M. (2012). *Bacterias indicadoras de contaminación fecal en la evaluación de la calidad de las aguas: revisión de la literatura*. La Habana: Universidad de La Habana.
- Ley de Régimen Municipal*. (1971). Quito.

- Martin, A. D. (2013). *docshare.tips*. Obtenido de Solid-Liquid Separations: De-gritters: https://docshare.tips/notes-grit-removal_588e69bdb6d87fed8c8b4b6f.html
- Metcalf & Eddy. (1995). *Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización*. Madrid: McGraw-Hill / Interamericana de España, S.A.
- Ministerio Boliviano del Agua. (2007). *Manual de operación y mantenimiento de sistemas de tratamiento de aguas residuales en poblaciones rurales*. La Paz: ABBASE LTDA.
- Noyola, A., Morgan-Sagastume, J. M., & Güereca, L. P. (2013). *Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales. Guía de apoyo para ciudades pequeñas y medianas*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Nozaic, D., & Freese, S. (2009). *Process design manual for small wastewater works*. Ciudad del Cabo: Waterscience CC.
- OMS. (14 de Junio de 2019). *Organización Mundial de la Salud*. Obtenido de Saneamiento: <https://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/sanitation>
- OPS. (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Lima: OPS.
- Ordóñez Espinosa, G. (2008). *De la Bacinilla a la Alcantarilla*. Cuenca: 21 Ediciones.
- Orellana, M. (2003). *Estudios y diseños definitivos de infraestructura de alcantarillado sanitario*. Cuenca: ETAPA.
- PNUD. (2006). *Informe sobre Desarrollo Humano 2006*. Madrid: Grupo Mundi-Prensa.
- PNUD. (2021). *Informe Regional de Desarrollo Humano 2021*. Madrid: Grupo Prensa.
- Pulla, P. E., & Tapia, D. A. (2018). *Evaluación y propuesta de rediseño de la planta de tratamiento de aguas residuales de Santa Ana, parroquia Santa Ana, Cuenca, Ecuador*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Rodríguez, P. A. (2006). *Elaboración de un manual de procedimientos para el mantenimiento y operación de los variadores de velocidad de la PTAR-C*. Santiago de Cali: Universidad Autónoma de Occidente.
- Rojas, R. (2002). *Gestión integral de tratamiento de aguas residuales*. Lima: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente CEPIS - OMS.
- Romero, J. A. (2010). *Tratamiento de aguas residuales. Teoría y principios de diseño*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Sánchez, L., Marin, L., Visscher, J., & Rietveld, L. (2012). *Low-cost multi-stage filtration enhanced by coagulation-flocculation in upflow gravel filtration*. Cali: Drinking water engineering and science.
- Secretaría del Agua Ecuador. (1992). *Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes*. Quito: Secretaría del Agua Ecuador.

- Secretaría del Agua. (s.f.). *Norma CO 10.7-602-Revisión Normal de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural*. Quito: Secretaría del Agua.
- Singh, S., Mohan, R., Rathi, S., & Raju, J. (2017). *Technology options for faecal sludge management in developing countries: Benefits and revenue from reuse*. Karnataka: Elsevier.
- Song, P., Huang, G., An, C., Shen, J., Zhang, P., Chen, X., . . . Sun, C. (2018). *Treatment of rural domestic wastewater using multi-spil-layering systems: Performance evaluation, factorial analysis and numerical modeling*. Beijing: Jay Gan.
- Sperlich, A., Harder, M., Zietzschmann, F., & Gnirss, R. (s.f.). *Fate of trace organic compounds in granular activated carbon (GAC) adsorbers for drinking water treatment*.
- Suárez, S. (2014). *Diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales provenientes de las descargas de un centro comercial de la ciudad de Quito mediante procesos de electrocoagulación y adsorción en carbón activado*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P., Schertenleib, R., & Zurbrugg, C. (2014). *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento*. Dübendorf: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag).
- Torres, P., Marmolejo, L., & Botina, A. (2005). *Mejoramiento del potencial agrícola de lodos digeridos anaeróbicamente con el uso de cal*. Cali: Universidad del Valle.
- TULSMA. (31 de Marzo de 2003). *Texto Unificado de Legislación Secundaria de Medio Ambiente*. Quito, Ecuador.
- UNA PUNO. (s.f.). *Manual de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable*. Puno: UNA PUNO.
- UNICEF JMP. (2020). *United Nations Children's Fund (UNICEF)*. Obtenido de Joint Monitoring Programme (JMP): <https://washdata.org/data>
- US EPA. (2022). *Implementation guidance for ambient water quality criteria for bacteria*. Washington, DC: EPA.
- Valencia, E., Silva, I., & Narváez, C. (2010). *Sistemas descentralizados integrados y sostenibles para el tratamiento de aguas residuales domésticas*. Neiva: Universidad Surcolombiana.
- Velasco, M. (2017). *Manual de operación y mantenimiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Ubillus*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- von Sperling, M. (2007). *Wastewater characteristics, treatment and disposal*. New Delhi: IWA Publishing.
- WASHplus. (2011). *Low cost systems for the management of sludge from toilets and shower units. Current techniques and improved options in Ambositra and Mahanoro (Madagascar)*. Washington, DC: USAID.

Capítulo 9 – Anexos

Anexo 1 Proyección poblacional

DATOS DE INGRESO

Datos de la parroquia de Tarqui

Descripción	Símbolo	Magnitud	Unidades	Observaciones
Número de viviendas	# viv	2535	viviendas	Año 2010
Población	P	10490	habitantes	Año 2010
Densidad por vivienda	d	5,00	hab/vivienda	Año 2010

Número de viviendas a lo largo del tiempo

Año	Número viviendas	Población
2003	44	220
2015	66	330
2021	72	360

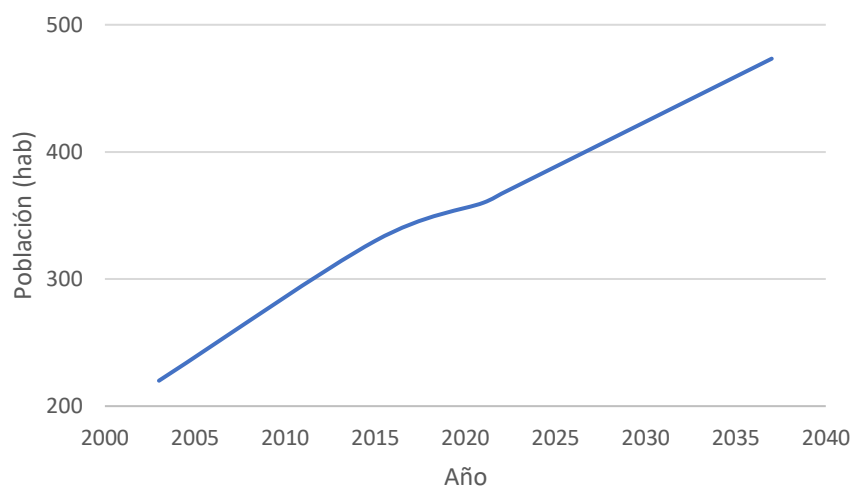
MÉTODO ARITMÉTICO

Tasa de crecimiento

Periodo	1	2
Año inicio	2003	2015
Año fin	2015	2021
Periodo de tiempo (años)	12	6
Tasa de crecimiento (hab/año)	9	5
Tasa de crecimiento (hab/año)		7
Tasa de crecimiento (%)	4,17	1,52
Tasa de crecimiento promedio (%)		2,84

Proyección de población

	Año	Tiempo	Población
Datos	2003	-	220
	2015	-	330
	2021	0	360
Proyección	2022	1	367
	2023	2	374
	2024	3	381
	2025	4	388
	2026	5	395
	2027	6	403
	2028	7	410
	2029	8	417
	2030	9	424
	2031	10	431
	2032	11	438
	2033	12	445
	2034	13	452
	2035	14	459
	2036	15	466
	2037	16	473



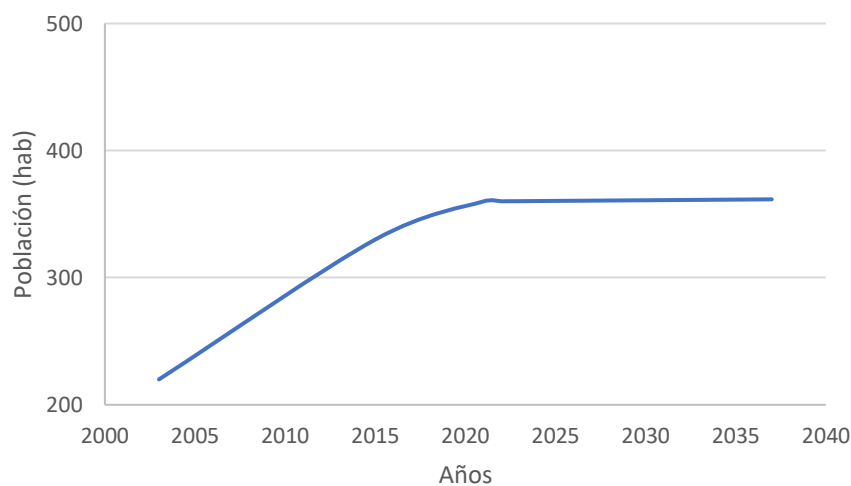
MÉTODO GEOMÉTRICO

Tasa de crecimiento

Periodo	1	2
Año inicio	2003	2015
Año fin	2015	2021
Periodo de tiempo (años)	12	6
Tasa de crecimiento (hab/año)	9	5
Tasa de crecimiento (hab/año)	7	
Tasa de crecimiento (%)	4,17	1,52
Tasa de crecimiento promedio (%)	2,84	

Proyección de población

	Año	Tiempo	Población
Datos	2003	-	220
	2015	-	330
	2021	0	360
Proyección	2022	1	360
	2023	2	360
	2024	3	360
	2025	4	360
	2026	5	361
	2027	6	361
	2028	7	361
	2029	8	361
	2030	9	361
	2031	10	361
	2032	11	361
	2033	12	361
	2034	13	361
	2035	14	361
	2036	15	362
	2037	16	362



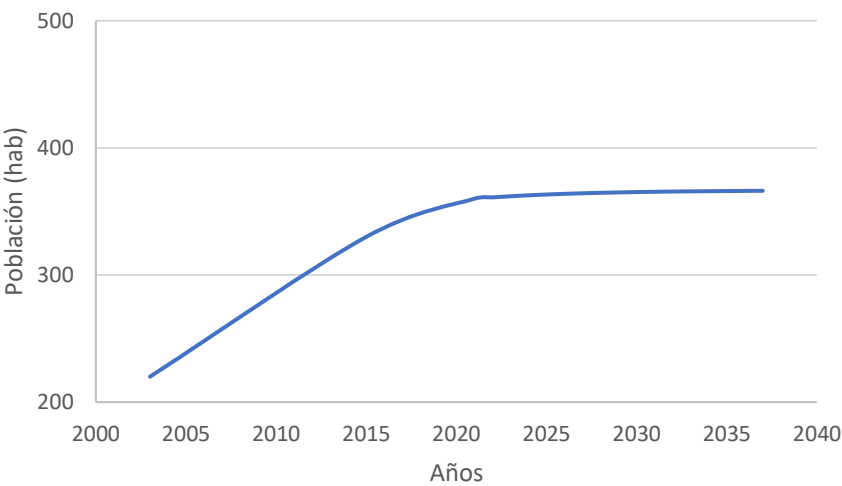
MÉTODO DE TASAS DECRECIENTES

Parámetros de entrada

Parámetro	Magnitud
Po (hab)	220
P1 (hab)	330
P2 (hab)	360
Ps (hab)	367
Kd (-)	0,17

Proyección de población

	Año	Tiempo	Población
Datos	2003	-	220
	2015	-	330
	2021	0	360
Proyección	2022	1	361
	2023	2	362
	2024	3	363
	2025	4	363
	2026	5	364
	2027	6	364
	2028	7	365
	2029	8	365
	2030	9	365
	2031	10	365
	2032	11	366
	2033	12	366
	2034	13	366
	2035	14	366
	2036	15	366
	2037	16	366



Anexo 2 Proceso de cálculo de la dotación actual

El caudal medio diario es la suma de los caudales de aguas residuales domésticas e industriales, de conexiones ilícitas y de infiltraciones a lo largo de la red de alcantarillado:

$$qmd = Qdom + Qinf + Qilic + Qind$$

El valor del qmd se determinó en 0,76L/s a través de las curvas graficadas con los datos de aforos volumétricos realizados en la PTAR.

El caudal de aguas residuales domésticas se determinó con la población de 2021 de 314 habitantes y un coeficiente de retorno de 0,8.

$$Qdom = \frac{P \cdot D \cdot C_r}{86400} = \frac{314 \cdot D \cdot 0,8}{86400}$$

Como se observa, queda en función de la dotación, variable por determinar.

El caudal de infiltración se determinó con un coeficiente de infiltración de 0,05m³/ (día mm km), la longitud del colector es de 1808,67m, con un diámetro de 200mm.

$$Qinf = \frac{C_{inf} \cdot L \cdot \phi}{86400} = \frac{0,05 \cdot 1808,67 \cdot 200}{86400} = 0,21L/s$$

El caudal de conexiones ilícitas se calculó con las siguientes ecuaciones:

$$Qilic = C \cdot QMH$$

$$QMH = M \cdot Qdom$$

$$M = \frac{5}{P^{0,2}}$$

Reemplazando, y usando el coeficiente de contribución de aguas ilícitas de 0,1 según lo recomendado, la población de 314 habitantes para el 2021 y el caudal doméstico en función de la dotación:

$$Qilic = C \cdot \frac{5}{P^{0,2}} \cdot Qdom = 0,1 \cdot \frac{5}{314^{0,2}} \cdot \frac{314 \cdot D \cdot 0,8}{86400}$$

El caudal de aguas residuales industriales se definió con el coeficiente de contribución de aguas industriales de 0,4L/s/ha y el área de la fábrica de productos lácteos de 300m² (0,03ha).

$$Qind = C \cdot A = 0,4 \cdot 0,03 = 0,01L/s$$

Sustituyendo el valor de cada caudal en la ecuación del qmd :

$$0,76 = \frac{314 \cdot D \cdot 0,8}{86400} + 0,21 + 0,1 \cdot \frac{5}{314^{0,2}} \cdot \frac{314 \cdot D \cdot 0,8}{86400} + 0,01$$

Despejando la dotación y resolviendo, se obtiene un valor de 115L/hab/día:

$$D = 115L/s$$

Anexo 3 Planos

- Conformación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales: vista en planta y vista en perfil
- Detallamiento de estructuras de tratamiento preliminar: canal de entrada, desarenador
- Detallamiento de estructuras de tratamiento preliminar: vertedero de excesos y trampa de grasas
- Detallamiento de estructuras de tratamiento primario: fosa séptica y pozo de revisión
- Detallamiento de estructuras de tratamiento secundario y terciario: sistema multicapa de suelo y carbón activado, tubería de distribución
- Detallamiento de estructuras de tratamiento secundario y terciario: sistema multicapa de suelo y carbón activado, tubería de recolección
- Detallamiento de estructuras de tratamiento de lodos: lecho de secado