

**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO PARA
LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS DEL MUNICIPIO DE
PAMPLONA.**

JULIETH PAOLA MENA ORTEGA

**PROGRAMA DE INGENIERÍA QUÍMICA
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA**



**UNIVERSIDAD DE PAMPLONA
PAMPLONA, NORTE DE SANTANDER**

2020

**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO PARA
LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS DEL MUNICIPIO DE
PAMPLONA.**

JULIETH PAOLA MENA ORTEGA

Proyecto de grado presentado como requisito para optar al título de
INGENIERA QUÍMICA

Director: JACIPT ALEXANDER RAMÓN VALENCIA

(PhD) Química

Cotutoras: CARLA STEPHANNY CÁRDENAS BUSTOS

(MSc) Ingeniería Química

LIZETH AMPARO LÓPEZ ARENIZ

Ingeniería Química

**PROGRAMA DE INGENIERÍA QUÍMICA
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA
UNIVERSIDAD DE PAMPLONA
PAMPLONA, NORTE DE SANTANDER**

2020

Dedicatoria

A mi madre, por su apoyo, amor incondicional y su fe puesta en mí incluso en los momentos que yo no la tenía.

A mi abuela, Francisca por ser un ejemplo para mí y darme la mejor infancia que una niña pudo tener.

AGRADECIMIENTOS

Al universo, por darme fuerza, entendimiento y poner a las personas indicadas en mi camino que me guiaron en todo este proceso.

A mi mamá, Martha, por todo su esfuerzo en darme una buena educación e inculcarme que puedo lograr todo lo que me propongo.

A la Universidad de Pamplona y el cuerpo de docentes que fueron parte de mi formación como profesional, en especial a mi director el PhD Jacipt Ramón por poner su confianza en mi al apoyar y defender este trabajo de grado desde el inicio.

A la empresa Empopamplona SA ESP, por darme la oportunidad de hacer mi pasantía profesional con ellos, en especial a la ingeniera Lizeth López que siempre me colaboró facilitándome todos los datos necesarios para la elaboración del diseño.

Al ingeniero Fernando Cardona, por toda su paciencia y dedicación para llevar a cabo este trabajo de grado.

A mis compañeros, especialmente a Esmeralda, Juan Alberto, José, Anderson, Juan Camilo, Cristian y Dario por su apoyo en todos los momentos difíciles.

Me siento orgullosa y feliz de hacer mención a todas estas personas a quienes agradezco el poder llegar al cumplimiento de esta meta tan anhelada que es mi título profesional a través de este trabajo de tesis.

¡Muchas gracias!

Julieth

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE TABLAS	X
GLOSARIO	XII
RESUMEN	XVI
ABSTRACT.....	XVII
1 INTRODUCCIÓN.....	1
2 PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN.....	3
3 OBJETIVOS.....	5
3.1 Objetivo general	5
3.2 Objetivos específicos.....	5
4 MARCO REFERENCIAL	6
4.1 MARCO ANTECEDENTES	6
4.2 MARCO TEÓRICO	8
4.2.1 Aguas residuales	8
4.2.1.1 Clasificación	8
4.2.1.2 Características de las aguas residuales.....	9
4.2.1.2.1 Características físicas	9
4.2.1.2.2 Características químicas	10
4.2.1.2.3 Características biológicas	15
4.2.2 Tratamiento de aguas residuales	16
4.2.2.1 Etapas de tratamiento de aguas residuales	17
4.2.2.1.1 Pretratamiento.....	17
4.2.2.1.2 Tratamiento primario	20
4.2.2.1.3 Tratamiento secundario	23
4.2.2.1.4 Tratamiento terciario o avanzado	32

4.2.2.1.5	Desinfección	33
4.2.2.2	Tratamiento de lodos y otros subproductos.....	33
4.2.2.2.1	Digestión anaerobia	34
4.2.2.2.2	Tratamiento con cal	34
4.2.2.2.3	Compostaje, particularmente co-compostaje con residuos orgánicos	34
4.2.2.2.4	Patio de secar	34
4.2.2.3	Opciones de reúso para lodos y agua tratada	35
4.2.2.3.1	Reúso de agua tratada	35
4.2.2.3.2	Reúso de lodos.....	35
4.3	MARCO LEGAL	37
4.4	MARCO CONTEXTUAL	40
4.4.1	Ubicación geográfica	40
4.4.2	Límites	41
4.4.3	Clima.....	41
4.4.4	Población.....	42
4.4.5	Fuentes hidrográficas	42
4.4.6	Economía	43
4.4.7	Servicios públicos	44
4.5	METODOLOGÍA	45
4.5.1	Cálculo de la población futura del municipio de Pamplona	45
4.5.2	Cálculo de los caudales de diseño.....	47
4.5.2.1	Cálculo del caudal medio de diseño (Q_{MD})	49
4.5.2.2	Cálculo del caudal máximo horario (Q_{MH}).....	51
4.5.2.3	Cálculo del caudal máximo diario (Q_{Md}).....	52
4.5.2.4	Cálculo del caudal máximo mensual (Q_{MM}).....	53
4.5.3	Cálculo de las cargas contaminantes del vertimiento de aguas residuales del municipio de Pamplona	53

4.5.4	Selección del tren de tratamiento	56
4.5.4.1	Estimación eficiencia mínima de remoción.....	57
4.5.4.2	Cálculo de las distancias mínimas para la localización de sistemas de tratamiento60	
4.5.4.3	Cálculos para predimensionamiento de las alternativas de trenes de tratamiento61	
4.5.4.3.1	Cálculos para predimensionamiento del tren de tratamiento 1.....	61
4.5.4.3.2	Cálculos para predimensionamiento del tren de tratamiento 2.....	71
4.5.4.3.3	Cálculos para predimensionamiento del tren de tratamiento 3.....	75
4.5.4.4	Estimación de costos de inversión para alternativas de trenes de tratamiento 78	
4.5.4.5	Estimación de costos de operación y mantenimiento para alternativas de trenes de tratamiento	79
4.5.4.6	Análisis matricial multicriterio	80
4.5.5	Metodología de diseño del tren de tratamiento seleccionado	84
4.6	RESULTADOS	101
4.6.1	Población futura del municipio de Pamplona	101
4.6.2	Caudales de diseño.....	103
4.6.3	Cargas contaminantes del vertimiento de aguas residuales	103
4.6.4	Eficiencias mínimas de remoción	104
4.6.5	Distancias mínimas para la localización de sistemas de tratamiento.....	105
4.6.6	Predimensionamiento de las alternativas de trenes de tratamiento.....	106
4.6.7	Costos de inversión para alternativas de trenes de tratamiento	107
4.6.8	Costos de operación y mantenimiento para alternativas de trenes de tratamiento... ..	107
4.6.9	Matrices multicriterio.....	108
4.6.10	Diseño de la rejilla	111
4.6.11	Diseño del desarenador	112

4.6.12	Diseño del sedimentador primario	113
4.6.13	Diseño del filtro percolador	113
4.6.14	Diseño del sedimentador secundario	115
4.6.15	Diseño del tanque de cloro.....	115
4.6.16	Diseño del espesador de lodos	116
4.6.17	Diseño el digestor anaerobio de lodos	116
4.6.18	Área total de la PTAR.....	117
4.6.19	Costos de inversión de la PTAR	118
4.7	CONCLUSIONES	119
4.8	RECOMENDACIONES	120
4.9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	121
ANEXO A. CÁLCULOS		124
ANEXO B. CARACTERIZACIONES DEL VERTIMIENTO.....		155
ANEXO C. RESOLUCIÓN 0330 DEL 2017 DEL MINISTERIO DE VIVIENDA Y TERRITORIO		156

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1. Esquema conceptual de un sistema de tratamiento de aguas residuales.</i>	<i>17</i>
<i>Figura 2. Canal de rejillas.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 3. Desarenador.</i>	<i>19</i>
<i>Figura 4. Funcionamiento de una fosa séptica</i>	<i>20</i>
<i>Figura 5. Esquema de las secciones de un Tanque Imhoff.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 6.Sedimentador primario</i>	<i>22</i>
<i>Figura 7. Reactor anaerobio de flujo ascendente</i>	<i>23</i>
<i>Figura 8. Filtro percolador</i>	<i>25</i>
<i>Figura 9. Filtro anaerobio.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 10. Laguna anaerobia.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 11. Proceso lodos activados para el tratamiento de aguas residuales.</i>	<i>30</i>
<i>Figura 12. Planta de tratamiento con zanjón de oxidación.</i>	<i>32</i>
<i>Figura 13. Ubicación de Pamplona.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 14. Mapa Jurisdicción y Límites Municipales</i>	<i>41</i>
<i>Figura 15. Ubicación del punto de muestreo</i>	<i>54</i>
<i>Figura 16. Diagrama de flujo esquematizando el proceso de caracterización.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 17. Costo de operación por m³ de agua residual tratada para tres procesos de tratamiento diferentes</i>	<i>80</i>
<i>Figura 18.Modelo matriz de decisión para evaluación y selección de alternativas.</i>	<i>81</i>
<i>Figura 19.Esquema de rejilla inclinada</i>	<i>88</i>
<i>Figura 20.Esquema de funcionamiento filtro percolador.</i>	<i>92</i>
<i>Figura 21. Zona de influencia PTAR proyectada a 500 metros del centro del lote</i>	<i>105</i>
<i>Figura 22.Matriz de selección para el tren de tratamiento 1</i>	<i>108</i>
<i>Figura 23.Matriz de selección para el tren de tratamiento 2</i>	<i>109</i>
<i>Figura 24.Matriz de selección para el tren de tratamiento 3</i>	<i>109</i>

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1. Clasificación de las rejillas.</i>	<i>18</i>
<i>Tabla 2. Marco legal para PTAR</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 3 Aspectos hidroclimáticos generales.</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 4. Datos de la población del municipio de Pamplona.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 5. Proyecciones de población a nivel municipal para Pamplona periodo 2024 – 2035.</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 6 Caudales de diseño para el tratamiento de aguas residuales</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 7 Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 8 Información para el cálculo del Q_{MD}.</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 9 Factores pico para caudales de tratamiento de aguas residuales</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 10 Punto de muestreo del municipio de Pamplona.</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 11 Parámetros para calcular la carga contaminante.</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 12 Valores límites máximos permisibles de los parámetros fisicoquímicos para vertimientos de aguas residuales urbanas con cargas mayores a 625 Kg/día y menores o igual a 3000 Kg/día DBO5.</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 13 Rangos de eficiencia en los procesos de tratamiento.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 14 Distancias mínimas para la localización de sistemas de tratamiento de aguas residuales con relación a otra infraestructura.</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 15. Requisitos mínimos de diseño para sedimentador primario.</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 16 Requisitos mínimos de diseño para un Filtro percolador.</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 17 Requisitos mínimos de diseño para el Sedimentador secundario.</i>	<i>65</i>
<i>Tabla 18 Constante de tratabilidad según estudio de Dow Chemical Company con profundidad=6,1 m, concentración entrada=150 mg/l, 20°C.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 19 Criterios de diseño para espesadores de lodos por gravedad.</i>	<i>69</i>
<i>Tabla 20. Recomendaciones de diseño para digestores anaerobios</i>	<i>69</i>
<i>Tabla 21 Requisitos mínimos de diseño para reactor de lodos activados convencional.</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 22. Recomendaciones de diseño para Espesador de lodos provenientes de tren de lodos convencionales.</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 23 Requisitos mínimos de diseño para reactor de lagunas anaerobias.</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 24 Requisitos mínimos de diseño lagunas facultativas.</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 25 Costos de inversión de procesos unitarios para PTAR.</i>	<i>78</i>

<i>Tabla 26 Ponderación criterios de evaluación para matriz</i>	82
<i>Tabla 27 Recomendaciones de diseño para rejillas</i>	84
<i>Tabla 28 Coeficiente de pérdida para rejillas</i>	86
<i>Tabla 29. Requisitos mínimos de diseño para desarenador</i>	89
<i>Tabla 30. Parámetros para calcular la V_s</i>	90
<i>Tabla 31. Tasa de dosificación en filtros percoladores según la carga orgánica</i>	97
<i>Tabla 32. Población futura obtenida mediante los métodos propuestos.</i>	101
<i>Tabla 33. Caudales calculados</i>	103
<i>Tabla 34. Resultados del cálculo para determinar las cargas contaminantes.</i>	103
<i>Tabla 35. Resultados del cálculo de eficiencia mínima de remoción.</i>	104
<i>Tabla 36. Tecnologías o trenes de tratamiento que cumplen con las remociones necesarias para cumplir resolución 0631 de 2015.</i>	104
<i>Tabla 37. Áreas requeridas por tren de tratamiento</i>	106
<i>Tabla 38. Costos de inversión por tren de tratamiento</i>	107
<i>Tabla 39. Costos de operación y mantenimiento por tren de tratamiento</i>	108
<i>Tabla 40. Resultados evaluación de alternativas</i>	110
<i>Tabla 41. Resultados obtenidos del diseño de rejilla</i>	111
<i>Tabla 42. Resultados obtenidos del diseño de un desarenador</i>	112
<i>Tabla 43. Resultados obtenidos del diseño para sedimentador primario</i>	113
<i>Tabla 44. Resultados obtenidos del diseño para filtro percolador</i>	114
<i>Tabla 45. Resultados obtenidos del diseño de sedimentador secundario.</i>	115
<i>Tabla 46. Resultados obtenidos para el tanque de contacto de cloro.</i>	116
<i>Tabla 47. Resultados obtenidos para el espesador</i>	116
<i>Tabla 48. Resultados obtenidos para el digestor de lodos</i>	117
<i>Tabla 49. Área total de la PTAR.</i>	117
<i>Tabla 50. Costos de inversión de la PTAR</i>	118

GLOSARIO

Aguas residuales: También llamadas “aguas negras”. Son las contaminadas por la dispersión de desechos humanos, procedentes de los usos domésticos, comerciales o industriales. Llevan disueltas materias coloidales y sólidas en suspensión. Su tratamiento y depuración constituyen el gran reto ecológico de los últimos años por la contaminación de los ecosistemas¹.

Aguas residuales domésticas: Son las procedentes de los hogares, así como las de las instalaciones en las cuales se desarrollan actividades industriales, comerciales o de servicios que correspondan a¹:

- 1) Descargas de los retretes y servicios sanitarios.
- 2) Descargas de los sistemas de aseo personal (duchas y lavamanos), de las áreas de cocinas y cocinetas, de las pocetas de lavado de elementos de aseo y lavado de paredes, pisos y del lavado de ropa (No se incluyen las de los servicios de lavandería industrial).

Aguas residuales no domésticas: Son las procedentes de las actividades industriales, comerciales o de servicios distintas a las que constituyen Aguas Residuales Domésticas (ARD).

Aliviadero: Estructura diseñada en sistemas combinados, con el propósito de separar los caudales de aguas lluvias de los caudales de aguas residuales y conducirlos a un sistema de drenaje de agua lluvia o a una corriente natural cercana¹.

Borde libre: Espacio comprendido entre el nivel máximo esperado del agua fijado por el sistema de rebose y la altura total de la estructura de almacenamiento¹.

Carga orgánica: Producto de la concentración media de DBO por el caudal medio determinado en el mismo sitio; se expresa en kilogramos por día (kg/d) ¹.

Carga orgánica superficial: Caudal o masa de un parámetro por unidad de área y por unidad de tiempo, que se emplea para dimensionar un proceso de tratamiento ($m^3/(m^2 \text{ día})$, kg DBO/(ha día) ¹.

Carga orgánica volumétrica: Se define como la relación entre la concentración contaminante del efluente (S_0), expresada en mg/L, y el tiempo de residencia hidráulico (TRH). Se representa por la expresión: $L = S_0 / TRH$; expresada en $kg/m^3.d$ ¹.

¹ Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. (08 de junio de 2017). Resolución número 0330. Título 7. Artículo 256. Definiciones. Recuperado de: <https://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/0330%20-%202017.pdf>

Caudal: Cantidad de fluido que pasa por determinado elemento en la unidad de tiempo¹.

Caudal de diseño. Caudal estimado al final del periodo de diseño con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado¹.

Caudal máximo diario (QMD): Consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado¹.

Caudal máximo horario (QMH): Consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado¹.

Caudal medio diario: Consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un período de un año¹.

Coefficiente de retorno: Relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales y el caudal medio de agua que consume la población¹.

Colector: Es un conducto que recoge las aguas residuales y/o lluvias, provenientes de las descargas domiciliarias¹.

Cuerpo receptor: Cualquier masa de agua natural o de suelo que recibe la descarga del afluente final¹.

Demanda Biológica de Oxígeno (DBO): Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica por acción de los microorganismos en condiciones de tiempo y temperatura especificados (generalmente cinco días y 20 °C). Mide indirectamente el contenido de materia orgánica biodegradable¹.

Demanda Química de Oxígeno (DQO): Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en un ambiente ácido y a altas temperaturas¹.

Desinfección: Proceso físico o químico que permite la eliminación o destrucción de los organismos patógenos presentes en el agua¹.

Disposición final: Disposición del efluente de una planta de tratamiento o de los lodos tratados.

Dotación neta: Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas técnicas que ocurran en el sistema de acueducto¹.

Eficiencia de tratamiento o remoción: Relación entre la masa o concentración removida y la masa o concentración en el afluente, para un proceso o planta de tratamiento y un parámetro específico; normalmente se expresa en porcentaje¹.

Efluente final: Líquido que sale de una planta de tratamiento de aguas residuales¹.

Emisario final: Colectores cerrados que llevan parte o la totalidad de las aguas lluvias, sanitarias o combinadas de una localidad hasta el sitio de vertimiento o a las plantas de tratamiento de aguas residuales. En caso de aguas lluvias pueden ser colectores a cielo abierto¹.

Factor de mayoración (alcantarillado): Factor que tienen en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población¹.

Infiltración (Alcantarillado): Proceso por el cual el agua penetra en el suelo y/o en las estructuras que hacen parte de un sistema de alcantarillado¹.

Interceptor: Conducto cerrado que recibe las afluencias de los colectores, y usualmente se construye paralelamente al cuerpo receptor principal, con el fin de evitar el vertimiento de las aguas residuales a este, y llevar las aguas a las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)¹.

Lodo: Suspensión de un sólido en un líquido proveniente de los procesos de potabilización o del tratamiento de aguas residuales municipales¹.

Lodos activos: Procesos de tratamiento biológico de aguas residuales en ambiente químico aerobio, donde las aguas residuales son aireadas en un tanque que contiene una alta concentración de microorganismos degradadores. Esta alta concentración de microorganismos se logra con un sedimentador que retiene los flóculos biológicos y los retorna al tanque aireado¹.

Muestra compuesta: Es la mezcla de varias muestras puntuales de una misma fuente, tomadas a intervalos programados y por períodos determinados, las cuales pueden tener volúmenes iguales o ser proporcionales al caudal durante el período de muestras¹.

Periodo de diseño: Tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes de este, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo¹.

Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR): Conjunto de obras, instalaciones, procesos y operaciones para tratar las aguas residuales¹.

Población de diseño: Población que se espera atender por el proyecto, considerando el índice de cubrimiento, crecimiento y proyección de la demanda para el período de diseño¹.

Población flotante: Es el contingente demográfico compuesto por aquellas personas que, aun no estando oficialmente inscritas en el censo de población de la comunidad, residen temporal o permanentemente en un ámbito geográfico comunitario (ciudad, pueblo)¹.

Rebose: Estructura cuyo fin es captar y desviar el exceso de caudal de agua que transporta o almacena un sistema de acueducto¹.

Riesgo sanitario: Es el riesgo de transportar agentes contaminantes que puedan causar enfermedades de origen hídrico al hombre y animales o alterar el normal desempeño de las labores dentro del hogar o la industria. Es el resultado de comparar la vulnerabilidad de la población frente a una amenaza o factores de riesgo y su nivel depende del grado de contaminación de la fuente de abastecimiento¹.

Sedimentación: Proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad¹.

Tasa de desbordamiento superficial: Es una relación entre el caudal y el área superficial de un decantador¹.

Tiempo de retención: Cantidad de tiempo que un líquido permanece en un recipiente¹.

Tiempo de retención hidráulico: Tiempo medio teórico que se demoran las partículas de agua en un proceso de tratamiento. Usualmente se expresa como la razón entre el caudal y el volumen útil¹.

Tratamiento primario: Tratamiento en el que se remueve una porción de los sólidos suspendidos y de la materia orgánica del agua residual. Esta remoción normalmente es realizada por operaciones físicas como la sedimentación. El efluente del tratamiento primario usualmente contiene alto contenido de materia orgánica y una relativamente alta DBO¹.

Tratamiento secundario: Es aquel directamente encargado de la remoción de la materia orgánica y los sólidos suspendidos¹.

Tratamiento terciario: Remoción de sólidos suspendidos residuales (después del tratamiento secundario), usualmente por un medio de filtración granular o microfiltración. Se incluye la desinfección. Eliminación de compuestos orgánicos biodegradables, sólidos suspendidos y nutrientes (nitrógeno, fósforo) y remoción de materiales remanentes disueltos y en suspensión después de un tratamiento biológico, cuando sea necesario para la reutilización de agua¹.

Vertedero: Son una estructura hidráulica construida para permitir el paso libre o controlado del agua almacenada en un embalse, cuando se alcanzan niveles altos en el mismo.

Vertimiento: Descarga final a un cuerpo de agua, a un alcantarillado o al suelo, de elementos, sustancias o compuestos contenidos en un medio líquido.

RESUMEN

El crecimiento y desarrollo de la población del municipio de Pamplona ha traído consigo un aumento en la demanda de agua, y por ende también residuos líquidos generados después de ser usada en los diferentes procesos; residuos que son descargados al río Pamplonita sin ningún tratamiento previo, ocasionando problemas ambientales, sociales y de salubridad en mayor medida a los municipios ubicados aguas abajo del principal vertimiento (primordial fuente de agua).

En el presente trabajo de grado se diseñó una planta de tratamiento de aguas de residuales para el municipio de Pamplona, para este fin, se realizó una proyección de población y demanda del casco urbano del municipio, la cual, fue la base para estimar el caudal de diseño; una vez estimado, junto con las concentraciones de DBO, DQO y SST (tomadas de la última caracterización, efectuada al principal vertimiento de aguas residuales del municipio de Pamplona), se utilizaron para calcular las principales cargas contaminante del agua. Con base en estas cargas se llevó a cabo un análisis de alternativas, las cuales permitieron seleccionar la mejor tecnología para el municipio y finalmente, se diseñó a nivel de procesos la PTAR. El sistema de tratamiento que se seleccionó cuenta con las siguientes estructuras: un canal de entrada con rejillas, tres desarenadores, dos sedimentadores primarios, dos filtros percoladores, dos sedimentadores secundarios, un tanque de cloración con su respectiva caseta de operación, dos espesadores y digestores anaerobios de lodos.

Con planta de tratamiento de aguas residuales diseñada se obtuvieron concentraciones del efluente de 13,9 a 64,8 mgDBO/L cumpliendo con los límites máximos permisibles de descarga a cuerpos receptores para aguas residuales municipales propuesta por la resolución 0631 del 2015 del ministerio de Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. Esta propuesta de diseño, brinda al municipio de Pamplona una medida de mitigación a la problemática de la contaminación del río Pamplonita y disminuye los riesgos a la salud de los habitantes de este y los otros municipios afectados.

PALABRAS CLAVES: carga orgánica, diseño, filtro percolador, PTAR, eficiencia.

ABSTRACT

The growth and development of the population of the municipality of Pamplona has brought with it an increase in the demand of water, and therefore also liquid waste generated after being used in the different processes; waste that are thrown into the Pamplonita river without any prior treatment, causing environmental, social and health problems to a greater extent to the municipalities located downstream of the main discharge (primary source of water).

In the present degree work, a wastewater treatment plant was designed for the municipality of Pamplona, for this purpose, a population and demand projection of the urban area of the municipality was carried out, which was the basis for estimating the flow of design; Once estimated, together with the concentrations of BOD, COD and TSS (taken from the last characterization, carried out at the main discharge of wastewater in the municipality of Pamplona), they were used to calculate the main water pollutant loads. Based on these loads, an analysis of alternatives was carried out, which allowed to select the best technology for the municipality and finally, the WWTP was designed at the process level . The selected treatment system has the following structures: an inlet channel with grids, three grit traps, two primary settlers, two trickling filters, two secondary settlers, a chlorination tank with its respective operating house, two thickeners and digesters sludge anaerobes.

With a designed wastewater treatment plant, effluent concentrations of 13.9 to 64.8 mgBOD / L are obtained, complying with the maximum permissible discharge limits to receiving bodies for municipal wastewater proposed by resolution 0631 of 2015 of the Ministry of the Ministry of Environment and Sustainable Development. This design proposal provides the municipality of Pamplona with a mitigation measure to the problem of contamination of the Pamplonita river and reduces the risks to the health of the inhabitants of this and other affected municipalities.

KEY WORDS: design, efficiency, organic load, trickling filter, WWTP.

1 INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso natural indispensable para la mayoría de las actividades humanas como la agricultura, labores domésticas y procesos industriales, sin embargo, una vez utilizada contiene una gran cantidad de materia orgánica, microorganismos patógenos, metales pesados, sólidos en suspensión, compuestos volátiles y otros elementos que al ser liberados a suelo abierto o en los cuerpos de agua sin un previo tratamiento generan contaminación de suelos, fuentes de agua y alteración de los ecosistemas naturales, por otra parte, estos componentes también pueden afectar al ser humano en su ámbito económico, social y de salubridad.

En los últimos años se han desarrollado numerosos sistemas de tratamiento de aguas residuales, dependiendo del origen y características de éstas. Una planta de tratamiento es un sistema que reproduce los mecanismos de depuración que tienen lugar naturalmente en el suelo y las aguas. En las plantas de tratamiento se optimizan los procesos físicos y bioquímicos, así como los costos que ello implica, haciendo un uso intensivo del área y procurando conseguir la mayor eficiencia posible, a la vez que se respetan las restricciones o exigencias de la normativa con el objeto de proteger el cuerpo receptor (ecosistema) y suministrar a la comunidad agua tratada que pueda ser reutilizable (Galeano & Rojas,2016).

El tratamiento de aguas en Colombia se ha convertido en uno de los problemas ambientales más críticos y crecientes, la mayoría de los municipios de este país no cuentan con sistemas de tratamiento de aguas residuales, un claro ejemplo es el municipio Pamplona (Norte de Santander), donde no se presenta un manejo adecuado de las aguas residuales de esta población. Estas aguas al de ser vertidas desembocan en una fuente hídrica importante llamada río Pamplonita afectando el uso de este recurso para los municipios ubicados aguas abajo de dicha fuente.

El propósito de este trabajo de grado es diseñar a nivel de procesos una planta de tratamiento de aguas residuales urbanas para el casco urbano de Pamplona que se ajuste a las condiciones del municipio como el clima, área disponible, grado de contaminación del agua, capacidad económica, entre otros y cumpla la normativa legal vigente, específicamente la resolución 631 de 2015 del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.

La estructura de este documento y del proceso a seguir para el desarrollo de este trabajo de trabajo se divide en tres partes:

La primera parte se compone del planteamiento del problema, justificación, objetivos y el marco referencial. En esta se expone la necesidad del diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales que se ajuste a las condiciones del municipio, se proponen las actividades a seguir para el desarrollo del diseño y se contextualiza a partir de: los estudios previos existentes, la teoría y principios de diseño del tratamiento de aguas residuales, los aspectos legales vigentes y las características propias del municipio; con el fin, que el lector pueda comprender las circunstancias que rodean el trabajo de grado.

La segunda parte del presente trabajo es la metodología del diseño, en la cual se explica detalladamente el proceso a seguir para llevar a cabo los objetivos propuestos, además, en esta se encuentran los parámetros y ecuaciones matemáticas establecidos para el mismo.

La tercera y última parte consta de resultados, conclusiones y recomendaciones, en esta se ejecutan todas las actividades descritas en la metodología, lo cual incluye tablas y gráficas; con el propósito de cumplir con el objetivo general del presente trabajo de grado.

2 PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN

Actualmente en la mayoría de los municipios del país, el tratamiento de aguas residuales no es una prioridad y en muchos casos son descargadas a suelo abierto o en los cuerpos de agua, ocasionando problemas ambientales como contaminación de suelos y fuentes de agua, alteración de los ecosistemas naturales circundantes e incluso este manejo inadecuado tiene un impacto negativo en la actividad económica, social y de salubridad del ser humano.

Lamentablemente el municipio de Pamplona no es la excepción en torno a esta problemática, ya que, no cuenta con un sistema de tratamiento de aguas residuales dentro del perímetro urbano y todas las aguas residuales urbanas son vertidas directamente al río Pamplonita, afectando en mayor medida a los municipios ubicados aguas abajo del principal vertimiento, tales como, Pamplonita, Bochalema, Chinácota, Los Patios, Cúcuta, Villa del Rosario y Puerto Santander; en vista de esta problemática el gerente de la empresa encargada de los servicios públicos “EMPOPAMPLONA SA ESP” del municipio, manifestó su disposición y apoyo para tratar apropiadamente las aguas residuales urbanas del mismo, y permitió emplear el documento elaborado en el año 2012 denominado “Consultoría para realizar los estudios y diseños de la planta de tratamiento de aguas residuales para el municipio de Pamplona, Departamento Norte de Santander”, con el fin de ajustarlo a las condiciones actuales del municipio, teniendo en cuenta el desarrollo del mismo durante los últimos años.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente existe una evidente necesidad de implementar un sistema de tratamiento para las aguas residuales del municipio de Pamplona con un diseño que adecue a sus condiciones específicas de clima, área disponible, grado de contaminación del agua, capacidad económica, entre otros y que cumpla con los parámetros establecidos en la normatividad vigente, ya que, en la última caracterización realizada al principal vertimiento y descarga de aguas residuales en el río Pamplonita, se encontró que sus aguas presentan una Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅) de 237,25 mg/L (PSMV,2019); valor que está por encima del límite máximo permitido (90 mg/L) que deben cumplir las aguas residuales urbanas, para verterse a cuerpos de aguas superficiales establecido por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.

Por este motivo en esta tesis se propone el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales para el municipio de Pamplona que se adecue a sus condiciones específicas (clima,

área disponible, grado de contaminación del agua, capacidad económica, entre otros) y cumpla la normativa legal vigente, con el objetivo de mitigar los impactos negativos (ambientales, económica, sociales y de salubridad), mejorando la calidad de vida de los habitantes de este y los otros municipios afectados.

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales urbanas para el municipio de Pamplona, con el fin de dar cumplimiento a la resolución 0631 de 2015.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la carga orgánica del agua residual urbana mediante su caracterización físico-química a través de parámetros como DQO, DBO₅ y SST utilizando métodos estandarizados.
- Evaluar los métodos convencionales para el tratamiento biológico de aguas residuales urbanas y seleccionar el más adecuado para el municipio de Pamplona.
- Evaluar la viabilidad económica de la implementación de la planta de tratamiento de aguas residuales a partir de su diseño.

4 MARCO REFERENCIAL

4.1 MARCO ANTECEDENTES

Los conocimientos científicos aplicados a la transformación del entorno se efectúan con estudios y evaluaciones, pero se consolidan con diseños. El diseño es el intermediario entre la idea y la obra. Con el diseño se transmite el conocimiento científico aplicado, a un uso práctico, de efectos económicos, plasmado en planos, diagramas y esquemas, que permiten al fabricante y constructor elaborar los productos que la comunidad requiere como edificios, represas, la fabricación de televisores y redes de comunicación, de automóviles y computadoras, de motores y destilerías. Y, por supuesto, de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.

En el Tratamiento de las Aguas Residuales se debe utilizar toda la gama de procesos que van de la idea a la obra. El campo es fértil para el invento, creativo para los procesos y exigente para los detalles. Es necesaria la actualización continua, no solo de las técnicas, sino de los conocimientos básicos, que permiten proponer nuevos procesos e inventar nuevos tipos de tratamiento. Aquí el protagonista es el diseño (Jaramillo, 2016).

Como referentes para la realización del presente proyecto, se consultaron diferentes trabajos realizados a nivel internacional, nacional y local en los últimos años. A continuación, se presenta una breve descripción de los más relevantes y el principal aporte que le dieron a este proyecto

En la tesis llamada “Diseño de un sistema de tratamiento para las aguas residuales de la cabecera parroquial de San Luis-Provincia de Chimborazo” en Ecuador, elaborada por Adriana Valencia de la Escuela superior politécnica de Chimborazo, se rediseño una red de alcantarillado combinado y se diseñó una planta de tratamiento compuesta por un canal de llegada con rejillas como pretratamiento, dos sedimentadores convencionales más una unidad de reserva como tratamiento primario, tres filtros lentos biológicos de arena más una unidad de reserva y 4 lechos de secado como tratamiento secundario utilizando la herramienta Microsoft Excel, el programa de diseño AUTOCAD y la aplicación CIVIL CAD; la PTAR diseñada obtuvo una eficiencia total promedio del 83% cumpliendo de una manera efectiva con la normativa ambiental. Las bases teóricas acerca del diseño y tratamiento de aguas residuales que se reportan en esta, fueron su principal aporte al presente proyecto (Valencia, 2013).

Por otra parte, la tesis titulada “Propuesta de diseño de una planta de tratamiento de agua residual (PTAR) por lodos activados en el municipio de Soatá Boyacá” realizada por Nicolás Cuatis en la Universidad Católica de Colombia, plantea un diseño funcional mediante el proceso de lodos activados basado en la recirculación de la biomasa en diferentes procesos, para obtener una remoción más eficiente y reducir los desechos resultantes; esta sirvió como guía para la metodología de diseño de la presente tesis, ya que, las aguas estudiadas tienen características similares con las de Soatá, además de poseer las mismas condiciones climáticas y de alcantarillado (Cuatis,2018).

Por último, a nivel local en el año 2012 se realizó por parte de la gobernación de Norte de Santander en cabeza del Plan Departamental de Aguas una consultoría para los estudios y diseños de una planta de tratamiento de agua residual para el municipio de Pamplona, la cual estuvo a cargo de UT PTAR Pamplona Consultores. En esta consultoría se llevó a cabo actividades de diagnóstico, análisis, selección de alternativas de localización y selección del tratamiento adecuado para las condiciones estudiadas; el caudal a tratar fue de 124,09 lps con una concentración de sólidos suspendidos totales (SST) de 260 mg/l y de DBO5 240 mg/l. El sistema de tratamiento que se eligió fue de tipo aeróbico de película fija (filtros percoladores) complementado con un sedimentador secundario- clarificador y con este se halló un porcentaje de remoción en términos de DBO y SST del 85%. Sin embargo, no fue posible asegurar los recursos financieros que garantizaran la implementación y puesta en marcha de este importante proyecto debido a su alto costo energético. Este estudio permitió obtener la información necesaria para comparar y adaptar las condiciones de diseño determinadas en el 2012, a las condiciones actuales con el fin de optimizar las dificultades que se presentaron en este diseño (alto costo energético) (Unión temporal PTAR Pamplona consultores, 2012).

4.2 MARCO TEÓRICO

4.2.1 Aguas residuales

El término agua residual se usa para referirse al agua que ha sido utilizada para cualquier actividad humana, ya sea doméstica, industrial, entre otras; debido a esto se ha alterado su calidad y por lo tanto, no puede ser reutilizada en los procesos que la generaron, ni ser vertida en cuerpos receptores como los ríos sin un tratamiento previo, porque implicarían un impacto ambiental en los ecosistemas terrestres-acuáticos o incluso afectar a la salud humana (Arce, Calderón y Tomasini, s.f).

4.2.1.1 Clasificación

Las aguas residuales provienen de diferentes lugares, dependiendo de su origen se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Aguas residuales domésticas

Son los desechos líquidos provenientes de las viviendas o residencias, establecimientos comerciales e institucionales tales como hospitales, escuelas, universidades, entre otros; estas se originan básicamente en los inodoros, cocinas, baños y lavandería (Borja,2017).

- Aguas residuales industriales

Son las cargas procedentes de cualquier actividad industrial cuyo proceso de producción, transformación o manipulación utilice agua (Borja, 2017).

- Aguas residuales urbanas

Son los residuos líquidos provenientes de los centros urbanos, principalmente de la vivienda, que se mezclan con aguas residuales industriales y/o aguas de escorrentía pluvial y son

transportados por el alcantarillado de la ciudad o población para ser tratados en una PTAR (Planta de Tratamiento de Aguas Residuales) (Borja, 2017).

4.2.1.2 Características de las aguas residuales

La generación de aguas residuales es un producto inevitable de toda actividad humana. Para lograr la selección de procesos y operaciones que resulten eficaces para su tratamiento y disposición final de estas, es indispensable conocer sus características físicas, químicas y microbiológicas. Conocer estas características también, permite establecer las diferentes cargas orgánicas y los sólidos que transportan y los efectos del vertimiento a un cuerpo de agua (Crites & Tchobanoglous, 2013).

4.2.1.2.1 Características físicas

Las características físicas más importantes de las aguas residuales son: sólidos, olor, temperatura y conductividad.

- Sólidos

El agua residual contiene distintos tipos de materiales sólidos, los cuales son todas aquellas partículas que se encuentran en suspensión, coloidales y disueltos (Crites & Tchobanoglous, 2013).

-Sólidos totales (ST): se define como la materia que se obtiene como residuo al someter el agua a un proceso de evaporación entre 103°C y 105°C. Los sólidos totales pueden clasificarse en filtrables y no filtrables haciendo pasar un volumen conocido del líquido por un filtro fabricado en fibra de vidrio, la fracción que se filtra de los sólidos corresponden a los sólidos coloidales y disueltos. La fracción coloidal está compuesta por partículas de materia de tamaños entre 0.0001 y 1 micrómetro.

-Sólidos suspendidos totales (SST): son una fracción de los ST retenidos en un filtro con un tamaño específico de filtro medida después de que se ha secado a una temperatura específica.

-Sólidos disueltos totales (SDT): son aquellos que pasan a través del filtro, que son evaporados y secados a una temperatura específica, la medida comprende coloides y SD.

-Sólidos sedimentables: son sólidos suspendidos que se expresan como milímetros por litros, los cuales se sedimentan fuera de la suspensión dentro de un rango de tiempo específico (Crites & Tchobanoglous, 2013).

- Olor

Normalmente el olor es originado por los gases liberados durante el proceso de oxidación de la materia orgánica. El agua residual fresca presenta un olor característico, que resulta más tolerable que el olor producido por el agua residual séptica. El olor más característico del agua residual séptica es el debido a la presencia de Sulfuro de Hidrógeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaeróbicos (Crites & Tchobanoglous, 2013).

- Temperatura

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua potable o de abastecimiento debido a las reacciones que se presentan procedentes de los usos domésticos e industriales. La temperatura óptima para el desarrollo de la actividad bacteriana se sitúa entre los 25 y 35°C. Los procesos de digestión aeróbica y de nitrificación se detienen cuando alcanzan los 50°C. A temperaturas de alrededor de 15°C las bacterias productoras de metano cesan su actividad (Crites & Tchobanoglous, 2013).

- Conductividad

Esta medida indica la facilidad con la que la corriente eléctrica pasa a través del agua residual. Puesto que el agua pura es muy mala conductora de la corriente eléctrica, las conductividades elevadas indican la presencia de impurezas, y más concretamente de sales disueltas (Crites & Tchobanoglous, 2013).

4.2.1.2.2 Características químicas

Los constituyentes químicos dentro de las aguas residuales frecuentemente se clasifican en inorgánicos y orgánicos. Los compuestos inorgánicos incluyen elementos individuales y una variedad de nitratos y sulfatos. Los constituyentes inorgánicos de mayor interés comprenden nutrientes, compuestos no metálicos, metales y gases. En el caso de los compuestos orgánicos no pueden ser clasificados de forma separada; son de vital importancia en el tratamiento, vertido y reutilización de aguas residuales de la misma manera los compuesto orgánicos específicos (Crites & Tchobanoglous, 2013). Entre las principales características químicas de las aguas residuales tenemos: pH, alcalinidad, Demanda biológica de oxígeno (DBO), Demanda bioquímica de oxígeno (DQO), gases, metales, nitrógeno, fosforo, azufre, grasas y aceites.

- pH

El pH se considera como un el factor de medida para poder determinar los iones de hidrógeno como contaminante. El aumento de pH en un cuerpo de agua sugiere un riesgo potencial para los organismos acuáticos (Moran, 2014).

El intervalo adecuado de pH para que se desarrolle la vida tiene un margen estrecho, en un rango de pH 5 y 9, las aguas residuales con valores menores a 5 y superiores a 9 tienen un tratamiento más complicado mediante agentes biológicos. Si dicho pH del agua residual tratada no es ajustado antes de ser vertido nuevamente al cuerpo de agua, el pH de este cuerpo receptor será alterado; de allí la necesidad de que los efluentes de las plantas de tratamiento deben ser descargados dentro de los límites específicos para descargas a cuerpos receptores (Crites & Tchobanoglous, 2013).

- Alcalinidad

Esta se define como la capacidad del agua para neutralizar ácidos. En aguas residuales, la alcalinidad estará ligada a la presencia de hidróxidos (OH^-), carbonatos (CO_3^{2-}) y bicarbonatos (HCO_3^-) de elementos como el calcio, magnesio, sodio, potasio y del ion amonio; la alcalinidad en las aguas residuales ayuda a regular las variaciones en el pH causado por la adición de ácidos. Las aguas residuales comúnmente poseen cierta alcalinidad que se obtiene por el origen mismo de las aguas (Crites & Tchobanoglous, 2013).

- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Es la cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para oxidar la materia orgánica biodegradable en tiempos y temperaturas específicos, generalmente 5 días a 20°C y en condiciones aerobias. Depende de la disposición de materia utilizada como alimento biológico y de la cantidad de oxígeno utilizado por los microorganismos durante la oxidación, las condiciones ambientales y los microorganismos. En las aguas residuales domésticas el valor de la DBO₅ representa en promedio un 65 a 70% del total de la materia orgánica oxidable (Moran, 2014).

- Demanda química de oxígeno (DQO)

Se usa para medir el oxígeno equivalente a la materia orgánica oxidable químicamente, mediante un agente químico oxidante fuerte, por lo general dicromato de potasio, en un medio ácido y alta temperatura. Se determina como la cantidad de oxígeno consumido por la porción de materia orgánica existente en la muestra y oxidable por un agente químico oxidante fuerte. Representa el contenido orgánico total de la muestra oxidable por dicromato en solución en solución ácida. Esta oxidación se efectúa mediante la ebullición de la muestra con una mezcla de ácido sulfúrico y un exceso de dicromato de potasio. Durante el periodo de ebullición el material orgánico oxidable reduce una cantidad equivalente de dicromato. El dicromato restante se determina mediante titulación con sulfato ferroso amoniacal. La cantidad de dicromato reducida es una medida de la materia orgánica oxidada (Moran, 2014).

- Gases

Los gases que se encuentran más frecuentemente en la composición de las aguas residuales son nitrógeno, oxígeno, anhídrido carbónico, sulfhídrico, amoníaco y metano. Los tres primeros se encuentran en todas las aguas expuestas al aire, ya que son gases comunes en la atmósfera. Los demás, son resultado de la descomposición de la materia orgánica (García & Pérez, 2015). Dentro de estos gases, los de mayor interés son:

-Oxígeno disuelto: es necesario para la vida de todos los organismos aerobios. Por ello, el crecimiento incontrolado de organismos y microorganismos en el seno de las aguas, puede conducir a su agotamiento. La presencia de oxígeno evita el desarrollo de procesos anaerobios

que provocan malos olores en el agua. Por ello, sus niveles son indicativos del nivel de calidad de las aguas (Bautista & Llorca, 2016).

-Sulfuro de hidrógeno: se forma por descomposición anaerobia de la materia orgánica azufrada, o por reducción de sulfatos y sulfitos minerales. Es un gas incoloro, inflamable, con un olor característico muy desagradable. Si el agua residual contiene hierro, se combina con él, dando sulfuro de hierro que origina un color negro en el agua.

-Metano: es el principal subproducto de la degradación anaerobia de la materia orgánica de las aguas residuales. Es un hidrocarburo incoloro, inodoro y de gran valor como combustible. Aunque no suele encontrarse en grandes cantidades, debido a que cantidades muy pequeñas de oxígeno impiden su formación, es necesario tener precaución ante el gran peligro de explosión que supone su alta combustibilidad. En aquellos lugares de las conducciones y alcantarillas donde pueda producirse, es necesaria una ventilación adecuada (García & Pérez, 2015).

- Metales

Grupo de elementos que poseen una densidad relativa del metal mayor de 4 o 5. Los metales que generalmente se pueden encontrar en las aguas residuales, confiriéndoles un carácter tóxico son: cobre, cromo, boro, plomo (causante de saturnismo y acumulación en moluscos), plata (puede producir argüiría), arsénico (melanodermia del pie y acumulación en mariscos), antimonio (efecto cancerígeno), bario (efectos sobre el corazón, vasos sanguíneos y nervios), flúor (fluorosis) y selenio produce cáncer y caries (García & Pérez, 2015).

Algunos metales como el níquel, manganeso, plomo, cromo, cadmio, zinc, cobre, hierro y mercurio, se encuentran como elementos trazas en muchas aguas, y son necesarios para la vida biológica. Pero cuando alcanzan altas concentraciones pueden resultar tóxicos, inhabilitando el agua para algunos usos y acumulándose en los organismos y microorganismos acuáticos (Roldán, 2013).

- Nitrógeno

El Nitrógeno es el componente principal de las Proteínas. Además, conjuntamente con el Fósforo, es un nutriente esencial para el crecimiento de plantas y protistas, específicamente de

algas y bacterias necesarias para el tratamiento de aguas residuales. Cantidades insuficientes de Nitrógeno afectan el tratamiento de las aguas residuales (Jaramillo,2016).

Altas concentraciones pueden ser resultado de la fertilización en la agricultura, mediante fertilizantes artificiales y abonos animales, y si se filtran a las aguas subterráneas, constituyen un problema para los abastecimientos de agua.

El nitrógeno está presente en el agua residual reciente en forma de urea y proteínas, pero estos compuestos son fácilmente degradables por las bacterias, que los transforman en amonio, y a partir de él producen nitritos y nitratos. Al ser el amoníaco el primer producto de la degradación de la urea y del material proteico, se puede considerar como producto de la degradación de la urea y del material proteico, se puede considerar como el mejor indicador químico indirecto de contaminación fecal reciente. Hay algunas especies que utilizan el amonio preferentemente al nitrato, cuando ambos están disponibles; e incluso, el amonio puede inhibir la captación de nitratos por los organismos. Sin embargo, el amonio resulta tóxico para algunas especies de microorganismos, sobretodo en forma de NH_3 , porque está descargado y es soluble en los lípidos, por lo que puede atravesar las membranas biológicas más rápidamente. Esto puede interferir el tratamiento biológico de las aguas residuales.

Las conversiones entre las distintas formas del nitrógeno, están influenciadas por el pH y la temperatura del medio.

Los nitritos se suelen considerar como indicadores indirectos de contaminación fecal. Son inestables y se oxidan fácilmente a nitratos. Su ausencia en el medio puede deberse a condiciones anóxicas, que obliguen a los microorganismos a utilizar el oxígeno ligado, llevando el hidrógeno a formas más reducidas.

Los nitratos son la forma más oxidada del nitrógeno que se encuentra en las aguas residuales. Su aumento creciente en las aguas subterráneas es preocupante, ya que, puede alcanzar las fuentes de agua de bebida y llegar a ocasionar graves enfermedades, como la metahemoglobinemia infantil y el aumento en la incidencia de cáncer (Jaramillo,2016).

- Fósforo

Esencial para el crecimiento de los organismos. Las formas en que se puede encontrar en las aguas residuales, son ortofosfato, polifosfato y fosfato orgánico. El fosfato satisface los requerimientos de fósforo de todos los organismos y se necesita en niveles mucho más bajos

que el nitrógeno. Al igual que éste, es responsable de la producción de procesos de eutrofización.

Es por ello, que se está prestando en la actualidad un interés creciente en controlar la cantidad de fósforo que entra a formar parte de las aguas residuales, especialmente como componente de los detergentes. Así, se está sustituyendo el tripolifosfato de sodio, que es el principal componente de éstos, por otros compuestos como la sal sódica del ácido nitrilotriacético (García & Pérez, 2015).

- Azufre

Es requerido para la síntesis de proteínas y se libera cuando éstas se descomponen. Prácticamente, todos los microorganismos pueden usar el sulfato como fuente de azufre, pero algunas especies requieren compuestos en forma más reducida para la biosíntesis.

Las bacterias pueden realizar esta reducción de los sulfatos a sulfuros y SH_2 , en condiciones anaerobias. Estos últimos compuestos son importantes en el comportamiento de los residuos líquidos y su grado de septización. El SH_2 puede ser también oxidado a sulfato, que es corrosivo para las tuberías del alcantarillado. Si éste llega a contaminar el agua de bebida, puede causar trastornos gastrointestinales, sobretodo en niños. Además, el sulfato de magnesio produce sabor amargo al agua (García & Pérez, 2015).

- Grasas y aceites

El contenido de estas, en aguas residuales se determina por una extracción de muestra de residuo con triclorotrifluoroetano, químicamente tanto las grasas y aceites de origen vegetal o animal son similares, ya que básicamente son ésteres compuestos de ácidos grasos, alcohol y glicerina. Aquellos que se encuentran en estado líquido a temperatura ambiente denominados aceites y los que se han convertido en sólido llamados grasas. La presencia de estos causa muchos problemas en tanque sépticos, en sistemas de recolección y en el tratamiento de aguas residuales (Crites & Tchobanoglous, 2013).

4.2.1.2.3 Características biológicas

Las aguas residuales contienen un gran número de microorganismos vivos cuya función es la descomponer, transformar y fermentar la materia orgánica, utilizando o no el oxígeno disuelto por medio de procesos anaerobios o aerobios. Estos microorganismos pueden ser de origen vegetal (plantas, semillas, helechos), animal (microorganismos vertebrados e invertebrados) o de origen protistas (bacterias, hongos, protozoos y algas). También están presentes microorganismos patógenos como los coliformes, los cuales mueren con gran velocidad al exponerse en un hábitat extraño. Cada uno de estos grupos de microorganismos, constituyen un papel primordial como indicadores de la calidad del agua residual (Valencia, 2013).

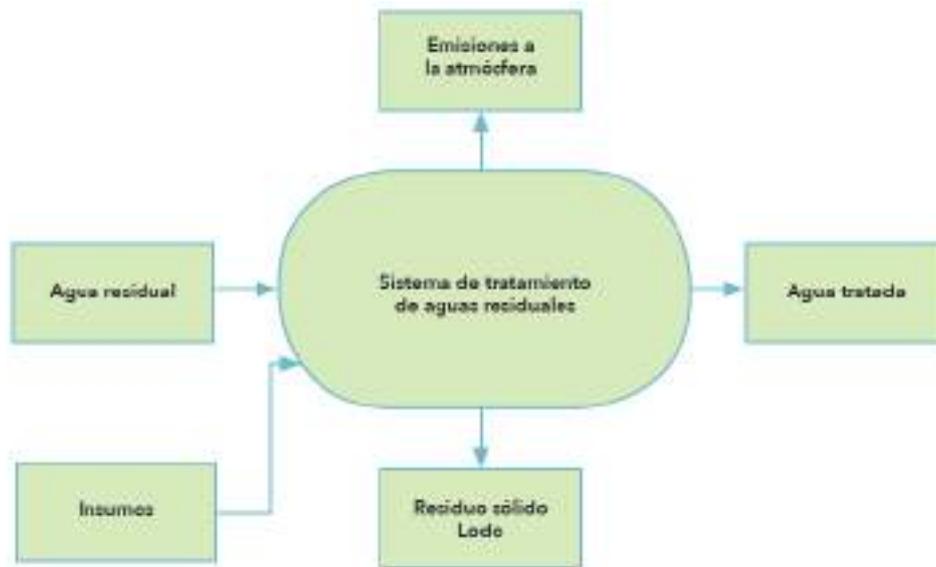
En las aguas residuales también se presentan las condiciones necesarias para la proliferación de virus, se han detectado más de 100 clases diferentes de virus entéricos que pueden ser capaces de transmitir algún tipo de infección o enfermedad que provienen de las excretas. La mayoría de estos se reproducen en el tracto intestinal de individuos infectados y luego de ser expulsado en las heces, se produce su desarrollo masivo (Crites & Tchobanoglous, 2013).

4.2.2 Tratamiento de aguas residuales

El propósito principal del tratamiento del agua residual es remover el material contaminante, orgánico e inorgánico, obteniendo la calidad de agua requerida por la normativa de descarga o por el tipo de reutilización a la que se destinará, esto se logra mediante la integración de operaciones (físicas) y procesos (químicos y biológicos) unitarios, que serán seleccionados en función de las características del agua residual a tratar y de la calidad deseada del agua tratada (Guereca, Noyola & Sagastume, 2013).

En un sistema de tratamiento de aguas residuales, la ley de la conservación de la materia hace que al retirar de alguna forma el material contaminante del agua residual, éste solo se transforme o transfiera. Por esta simple razón, siempre se producirán residuos, tales como los lodos en los sistemas de tratamiento de aguas residuales, acompañados por la generación de emisiones gaseosas. Las cantidades y calidad de estos residuos dependerán de las características del agua residual a tratar y de la configuración del sistema de tratamiento. Por otro lado, los requerimientos de insumos, como energía eléctrica y reactivos químicos, se darán en función de las tecnologías seleccionadas para integrar el sistema de tratamiento, y, por ende, el costo de operación dependerá también de ello (Guereca et al, 2013).

En la Figura 1, se presenta un esquema conceptual de un sistema de tratamiento de aguas residuales.



*Figura 1. Esquema conceptual de un sistema de tratamiento de aguas residuales.
Fuente: (Instituto de ingeniería UNAM,2013)*

4.2.2.1 Etapas de tratamiento de aguas residuales

El nivel de tratamiento para un agua residual depende del uso o disposición final que se le quiera dar al agua tratada, lo que puede estar determinado por alguna normatividad. A continuación, se describen los distintos niveles de tratamiento.

4.2.2.1.1 Pretratamiento

El tratamiento preliminar de un agua residual se refiere a la retención y remoción de aquellos constituyentes que pueden causar dificultades de operación y mantenimiento en los procesos posteriores o que, en algunos casos, son incompatibles de ser tratados conjuntamente con los demás componentes del agua residual como ramas, piedras, animales muertos, plásticos, arena, grasas y aceites mediante procesos físicos y/o mecánicos. Los principales dispositivos encargados de esta función son las rejillas, desarenadores y desgrasadores (Rojas, 2004).

- Cribado o canal de rejas

La función de las rejillas es la retención de materiales sólidos gruesos del agua como ramas, plásticos, telas u otro material sólido que sobrepase las medidas establecidas con las cuales el sistema se vea comprometido, mediante el paso de ella por una criba o rejilla (Figura 2); el objetivo de esta operación es reducir los sólidos en suspensión, de distintos tamaños, que trae consigo el agua cruda y evitar la obstrucción de los conductos, bombas, válvulas, entre otros, para proteger los equipos; por tal razón es la primera operación unitaria del proceso de tratamiento, se ubica luego del canal de entrada hacia el sistema (Valencia,2013). En la *Tabla 1* se presenta la clasificación de las rejillas.

Tabla 1. Clasificación de las rejillas.

1. De acuerdo al método de limpieza	Limpeza manual
	Limpeza mecánica (automática)
2. De acuerdo a su colocación	Rejillas finas
	Rejillas móviles
3. Según la sección transversal de sus barras	Cuadradas, rectangulares, circulares o aerodinámicas.
4. Dependiendo del tamaño de materia que desea remover	Finas (0,1-1,5 cm)
	Medianas (1,5-2,5 cm)
	Gruesas (2,5-5,0 cm)

Fuente: (Rojas,2004)



Figura 2. Canal de rejillas

Fuente: (Instituto de ingeniería UNAM,2013)

- Desarenador

La función del desarenador es eliminar mediante la sedimentación las arenas, gravas, barros presentes en el agua captada, con el fin de evitar que se produzcan obstrucciones en los canales, conductos o tuberías y así proteger las partes móviles de los equipos contra la abrasión y evitar sobrecarga de sólidos en las unidades de tratamiento biológico; dependiendo de si se dotan o no de equipo mecánico de remoción de arena los desarenadores pueden ser del tipo de limpieza mecánico o de limpieza manual. El sistema que más se utiliza para retirar la arena es el de tipo rectangular de flujo horizontal como el que se puede observar en la Figura 3 (Galeano & Rojas, 2016).



Figura 3. Desarenador.

Fuente: (Acueducto, agua y alcantarillado de Bogotá, 2016)

- Desgrasador:

Las aguas residuales tienen una gran carga de aceites, jabones y otros tipos de grasas provenientes en su mayoría de cocinas. Las trampas de grasas consisten en un sistema mecánico que, mediante una serie de compartimentos especiales en un tanque reducen el flujo del agua para facilitar su separación del material graso, debido a la diferencia de densidad y un sistema de barrido superficial que lo atrapa y retira, evitando así la acumulación de este en tuberías u otros accesorios e instrumentos (Crites & Tchobanoglous, 2013).

4.2.2.1.2 Tratamiento primario

En este nivel de tratamiento, una porción de sólidos y materia orgánica suspendida es removida del agua residual utilizando la fuerza de gravedad como principio. Las cifras de remoción comúnmente alcanzadas en aguas residuales municipales son del 60% en sólidos suspendidos y de 30% en la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅) (Guereca et al,2013)

Las principales opciones para el tratamiento primario son:

- Fosa séptica

La fosa séptica puede considerarse como un digestor convencional a escala reducida. Su uso se ha limitado a tratar las aguas de desecho de casas habitación, escuelas, etc.; generalmente, en zonas rurales o bien en áreas urbanas en donde no existe el servicio de drenaje. Las fosas sépticas son tanques, en muchas ocasiones prefabricados, que permiten la sedimentación y la eliminación de flotantes, actuando también como digestores anaerobios. El tanque séptico es la unidad fundamental del sistema de fosa séptica, ya que, en éste se separa la parte sólida de las aguas residuales por un proceso de sedimentación simple, o bien por flotación natural. En los lodos sedimentados se realiza la digestión anaerobia en condiciones desfavorables, debido a la falta de mezclado y a la temperatura ambiente (Figura 5). Estas limitaciones se ven reducidas en cierto grado por el largo tiempo de residencia del lodo dentro del sistema, normalmente de uno a dos años (Guereca et al,2013).

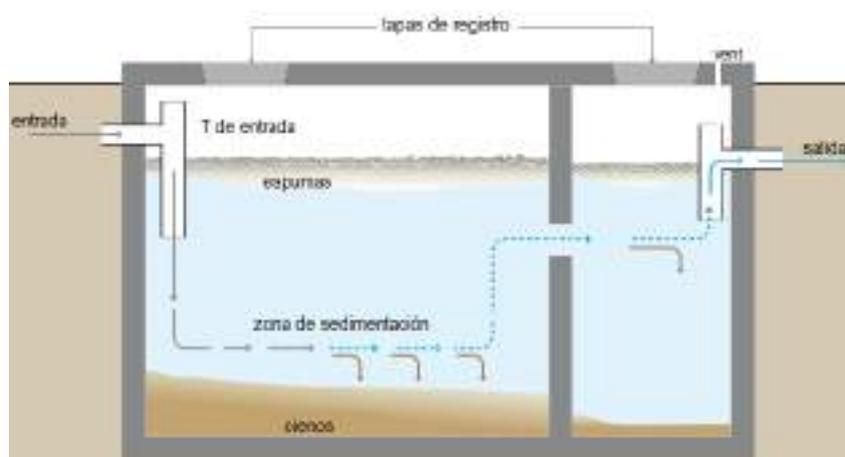


Figura 4. Funcionamiento de una fosa séptica

Fuente: (Guereca et al,2013).

- Tanques Imhoff

Este sistema puede considerarse como un paso adelante de la fosa séptica. Su objetivo fue incrementar la capacidad de tratamiento del sistema para dar servicio a un mayor número de usuarios (conjuntos habitacionales, pequeños núcleos urbanos), centralizando el sistema de drenaje hacia un solo sitio y no multiplicando la instalación de fosas sépticas.

El tanque Imhoff (Figura 6) tiene por lo general una forma rectangular con una tolva en la parte inferior, y está integrado por una cámara superior que recibe el agua residual y que tiene la función de separar los sólidos de rápida sedimentación. Este material pasa a la cámara inferior a través de una apertura conformada por mamparas de concreto donde será sedimentada y digerida en forma semejante a lo que sucede en una fosa séptica. De la forma del tanque se obtienen las ventajas de mejorar la sedimentación de los sólidos al no tener turbulencia por las burbujas de biogás generadas en la zona de digestión y de retener en forma más eficiente los lodos al no ser arrastrados por los flujos elevados que pueden presentarse en ciertas horas del día. Los tanques Imhoff ya prácticamente no se construyen, ante la disponibilidad de otras opciones tecnológicas. Al proporcionar un tratamiento de tipo primario, su efluente debe recibir un postratamiento previo a la descarga final (Guereca et al.,2013).

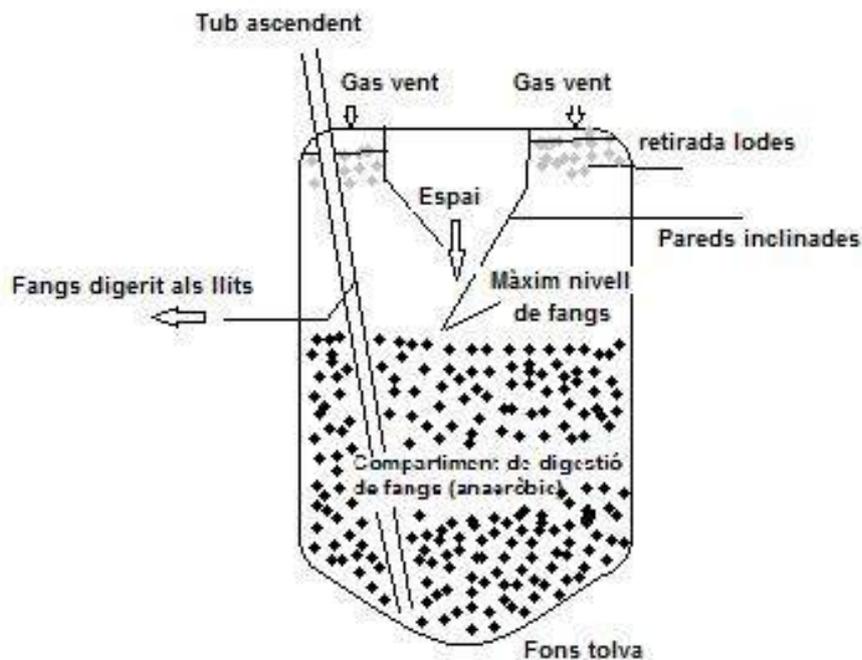


Figura 5. Esquema de las secciones de un Tanque Imhoff.

Fuente. (Guereca et al,2013).

- Sedimentador primario

Este sistema tiene como fin la eliminación de arenas, grasas, aceites, materia en suspensión o cualquier otro sólido suspendido presentes en el afluente de entrada. Las medidas que se establecen de eficiencia se basan en la remoción de los sólidos suspendidos, altura útil, tiempo de retención y tipo de sección transversal del tanque (Niño, Pérez & Llobregat, 2014).

Un tratamiento de este tipo, como se puede observar en la Figura 7, debería remover la mitad de los sólidos suspendidos del agua residual tratada, la biooxidación se considera despreciable. La ventaja que es de fácil operación y de bajo costo, aunque sus niveles de eficiencia normalmente no alcanzan para cumplir con las normas de calidad de agua (Campos, 2013).

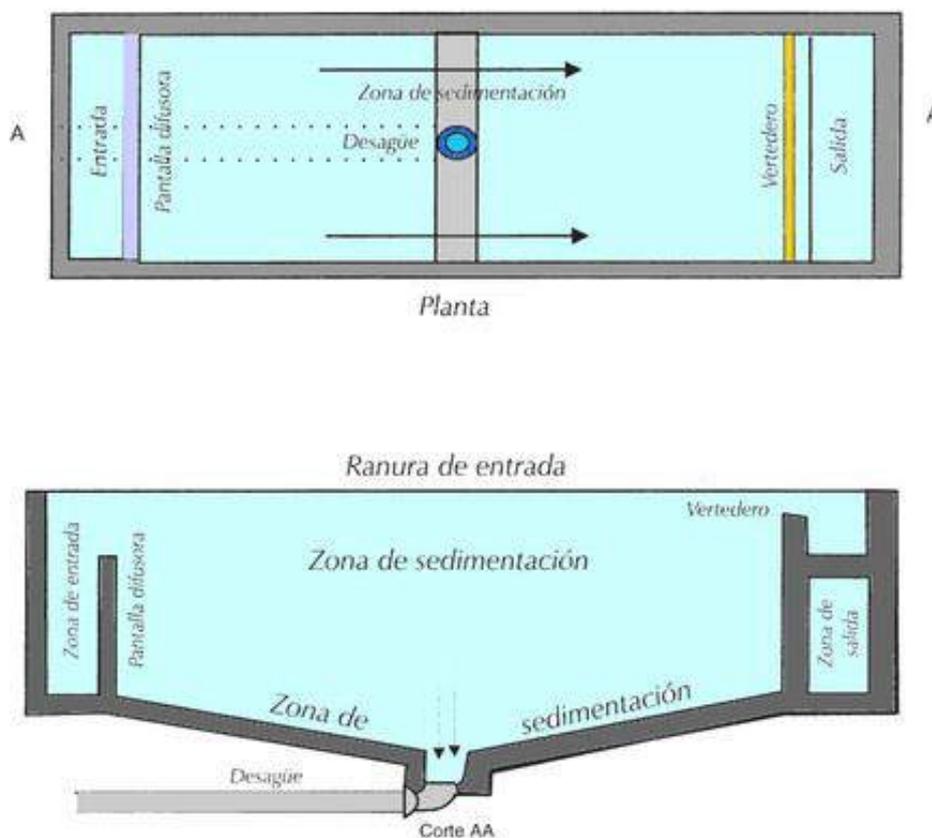


Figura 6. Sedimentador primario

Fuente: (Campos, 2013).

- Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA)

Como lo indica presenta un flujo ascendente y la parte superior cuenta con un sistema que separa gas-líquido-sólido, lo que evita la salida de los sólidos del efluente y ayuda a una mejor

evacuación del gas. La debilidad de este proceso radica en la lentitud del proceso de arranque del reactor, es necesario darle uniformidad al caudal, corrección de pH continua y requiere un mayor cuidado versus otras alternativas (Salazar,2013).

Otra limitante es que en climas templados y subtropicales no ha sido muy utilizado, por limitaciones de temperatura, ya que esta afecta la tasa de hidrólisis del material particulado, lo cual conlleva a una reducción de la eficiencia del tratamiento (Calvache et al., 2012).El reactor RAFA se puede observar en la Figura 8.

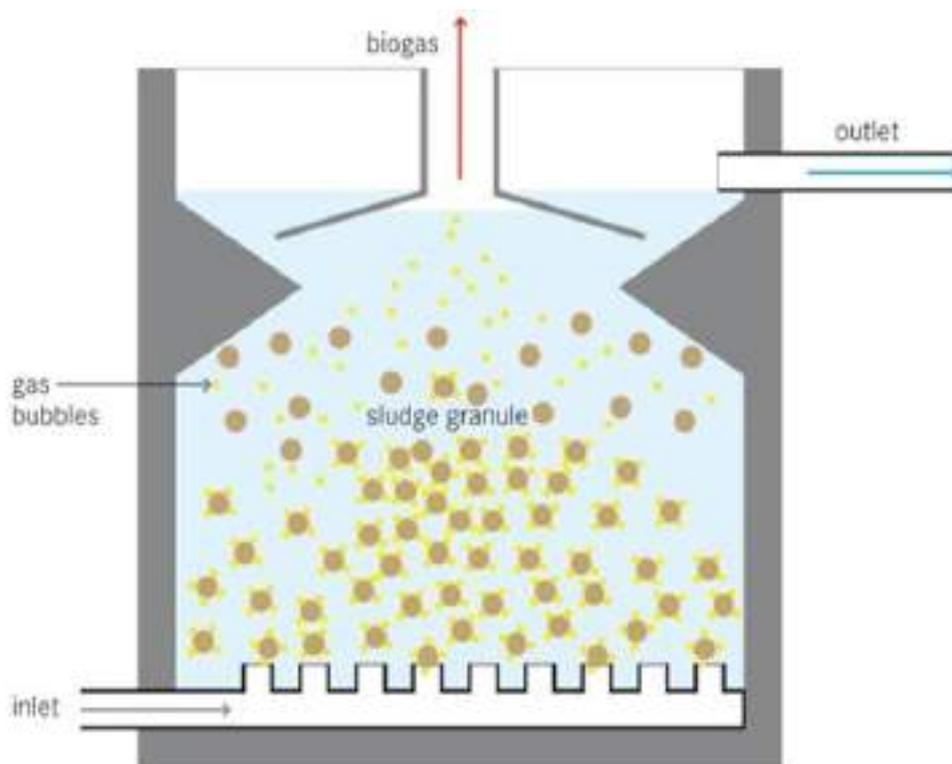


Figura 7. Reactor anaerobio de flujo ascendente

Fuente: (Salazar, 2013)

4.2.2.1.3 Tratamiento secundario

En esta etapa de tratamiento se elimina la materia orgánica biodegradable (principalmente soluble) por medios preferentemente biológicos debido a su bajo costo y alta eficacia de remoción. Básicamente, los contaminantes presentes en el agua residual son transformados por los microorganismos en materia celular, energía para su metabolismo y en otros compuestos orgánicos e inorgánicos. Estas células microbianas forman flóculos, los cuales son separados de la corriente de agua tratada, normalmente por sedimentación. De esta forma, una sustancia

orgánica soluble se transforma en flóculos que son fácilmente retirados del agua. En el caso del agua residual doméstica o municipal, el objetivo principal es reducir el contenido orgánico y, en ciertos casos, los nutrientes tales como el nitrógeno y el fósforo.

Los procesos biológicos se dividen en dos grupos; los anaerobios y los aerobios. El proceso anaerobio se caracteriza por tener una baja tasa de síntesis bacteriana, es decir, una baja producción de lodos de desecho. Por lo contrario, en el tratamiento aerobio, una mayor cantidad de energía del sustrato es utilizada para la síntesis celular, por lo que hay una mayor generación de biomasa como lodo no estabilizado, cuyo tratamiento y disposición incrementa la dificultad técnica y el costo del tratamiento (Guereca et al.,2013).

- Filtro Percolador

En este sistema no se efectúa ninguna acción cribadora o filtrante, por lo que la palabra filtro no está correctamente empleada; sin embargo, el tiempo y el uso han generalizado el término. En tratamiento de aguas residuales, la palabra filtro se debe a la presencia de un material de empaque, que “filtra” las aguas residuales reteniendo la materia orgánica disuelta. En realidad este es un dispositivo que pone en contacto a las aguas residuales con microorganismos adheridos en forma de biopelícula a un empaque, suficientemente espaciado para que circule el aire en forma natural (Figura 9). Un nombre más apropiado para este sistema podría ser el de lecho no sumergido de oxidación biológica o reactor biológico empacado no sumergido.

El material de empaque ideal debe contar con una alta relación área/volumen, ser inerte, resistente, durable y de bajo costo. En la práctica, todos estos atributos no se encuentran en un solo material, por lo que básicamente se tiene acceso a dos tipos de empaques, los naturales (materiales pétreos) y sintéticos (diversas geometrías de piezas de plástico). Los filtros percoladores se operan con distintas cargas orgánicas y superficiales en función de la presencia o no de recirculación. La tasa de recirculación depende de la cantidad de agua tratada que se retorna a la entrada y de la carga orgánica y superficial utilizada en el reactor (Guereca et al.,2013).

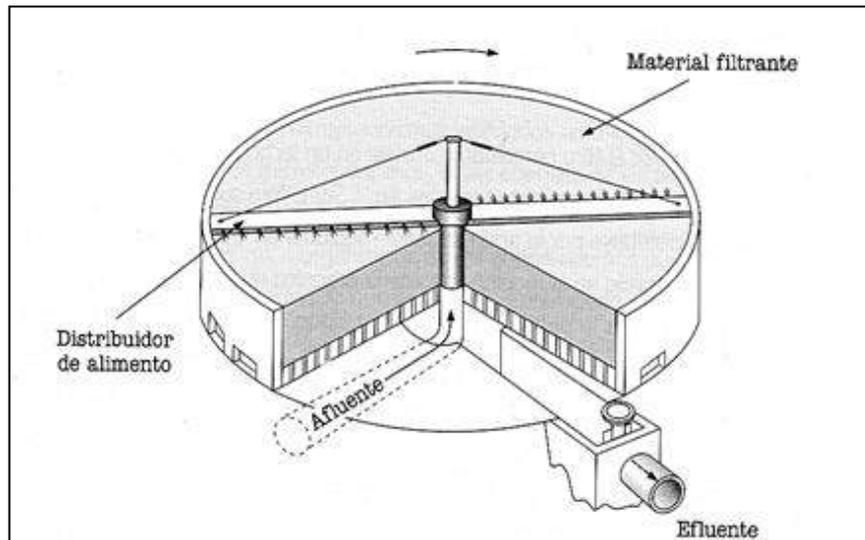


Figura 8. Filtro percolador

Fuente: (Guereca et al.,2013)

Ventajas del filtro percolador (Guereca et al.,2013)

- Fácil operación y flexibilidad para recibir cargas orgánicas variables durante el día
- Los costos de operación tienden a ser menores que los lodos activados, debido a que sus requerimientos de energía generalmente son más bajos
- Tienen la reputación de estabilidad de operación, simplicidad de diseño y facilidad de operación
- Son de respuesta lenta y recuperación rápida a los cambios bruscos de DBO
- Son menos sensibles a la presencia de ciertas sustancias tóxicas en el afluente

Desventajas del filtro percolador (Guereca et al.,2013)

- Por presentar tiempos de contacto menores que los de un sistema de lodos activados, parte de la DBO soluble presente originalmente en el desecho escapa en los efluentes
- Los sistemas de baja tasa presentan problemas con los insectos que se desarrollan en los intersticios, a menos que se tomen medidas de precaución para su control
- Por lo general tiene un mayor requerimiento de área, si se comparan con los sistemas de lodos activados
- Los costos de inversión inicial tienden a ser altos, debido a los costos que pueden tener los medios de soporte y los equipos necesarios.
- Los filtros de alta tasa pueden generar problemas de malos olores, cuando se utilizan para el tratamiento de aguas residuales muy cargadas o como filtros de pretratamiento.

➤ Filtro anaerobio

Este sistema, ya de segunda generación, consiste en un reactor inundado de flujo ascendente o descendente empacado con soportes plásticos o piedras de 3 a 5 cm de diámetro promedio (Figura 10). El agua residual atraviesa el lecho empacado permitiendo la interacción entre el sustrato en el agua residual y el microorganismo adherido al empaque. Debido a que en este sistema el microorganismo se encuentra adherido al empaque, su tiempo de retención celular es mayor al tiempo de retención hidráulica manejado. Este sistema puede aplicarse en el tratamiento de aguas residuales de casas habitación debido a su alta resistencia a la fluctuación en caudales. En tales casos, este sistema regularmente se coloca después de una fosa séptica con el fin de retener sólidos y flotantes. La eficiencia de remoción para DQO está alrededor del 65% para aguas residuales de tipo doméstico. Instalaciones a escala mayor, debido al alto costo del empaque, pueden no ser recomendables; en el caso de usar piedras como empaque, el costo se incrementa en la estructura civil necesaria, debido al peso de la piedra y la baja relación área/volumen que presenta, lo que implica mayores tamaños de tanque (Guereca et al.,2013)

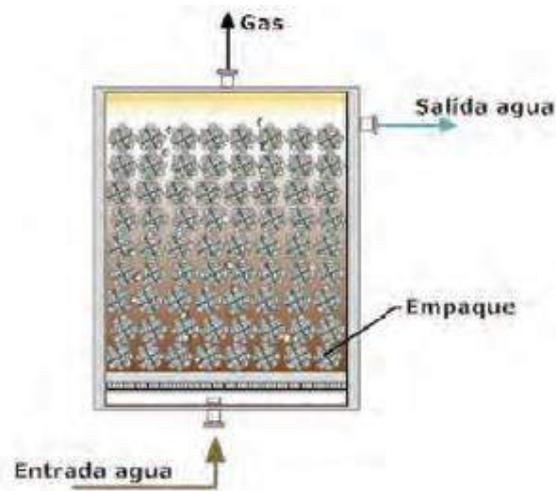


Figura 9. Filtro anaerobio

Fuente: (Guereca et al.,2013)

- Laguna anaerobia

Este es otro proceso rústico empleado principalmente en aguas de desecho industriales evacuadas a temperatura mayor a la del ambiente y con cierto contenido de sólidos suspendidos sedimentables. Las lagunas anaerobias consisten en tanques profundos (hasta 10 m) normalmente sin cubierta para captar el biogás (Figura 11). Por ende, un punto particularmente problemático son los malos olores asociados con estos sistemas.

Las lagunas anaerobias también se aplican en el tratamiento de aguas residuales municipales, como primer elemento de un sistema de lagunas que típicamente se conforma por una laguna facultativa en segundo sitio y una laguna de pulimento al final, tal como se ha mencionado anteriormente. En este arreglo, la laguna anaerobia tiene profundidades entre 3 y 5 metros (Guereca et al.,2013).

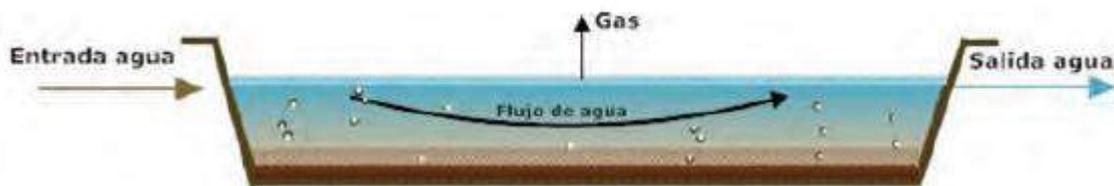


Figura 10. Laguna anaerobia

Fuente: (Guereca et al.,2013)

- Laguna estabilización

Las lagunas son balsas con una profundidad entre 1 a 4 metros dependiendo del tipo de laguna, en la cual se realiza una oxigenación del agua residual mediante aireadores superficiales, turbinas o difusores (Ramalho, 2010).

Existen diferentes tipos de lagunas en base a sus características y sus niveles de depuración tanto para tratamiento primario, secundario e inclusive terciario, pueden ser:

- ✓ Lagunas facultativas

Tiene una profundidad que varía de 1.5 a 2 metros y una carga de materia orgánica por unidad de volumen, que favorezca el crecimiento de microorganismos aeróbicos y facultativos (estos últimos pueden desarrollarse con o sin oxígeno). Es del tipo de laguna más utilizada porque requieren menos terreno que cualquiera de las otras y la producción de olores es menor (Salazar, 2013).

✓ Lagunas aerobias

Tienen poca profundidad no más de 80 cm, con lo que se propicia el crecimiento y desarrollo de algas las cuales suministran gran cantidad de oxígeno necesario para el funcionamiento de la laguna. Sus principales desventajas son que se necesita una extensión grande de terreno y no puede utilizarse directamente con las aguas residuales crudas sino que necesitan un pre-tratamiento para luego pasar a la laguna (Salazar,2013).

✓ Lagunas de maduración

Tienen un tiempo de retención aproximado en 3 y 7 días ya que reciben el afluente de una laguna facultativa o de otro proceso biológico anterior. La principal función de este tipo de laguna es lograr una alta calidad microbiológica, es decir, eliminar patógenos hasta niveles deseados (Riquelme & Gómez, 2013).

✓ Humedales

Su funcionamiento es parecido al de las lagunas, con la diferencia que se utilizan plantas acuáticas en vez de algas, las cuales brindan el oxígeno para el desarrollo de las bacterias. Hay que tomar en cuenta que se necesita una cosecha de las plantas periódicamente, con lo que el proceso requiere de más atención que en una laguna (Salazar, 2013).

Ventajas de las lagunas de estabilización (Ramos & Márquez, 2012).

- Costos de inversión inicial medios, si el costo de la tierra no es muy alto o el lote ya está disponible.
- Facilidad de operación y mantenimiento. No necesita de operadores calificados.
- Ecuilibración de las aguas residuales. Soportan cambios de carga hidráulica y carga orgánica
- No requiere de consumo de energía a excepción que se proyecte lagunas aireadas.
- Alta capacidad para disipación de calor cuando es requerida

- Su diseño se concibe para manejar condiciones netamente aerobias o facultativas, según sea el caso, lo cual impide que se den condiciones anaerobias en las capas superficiales, que es la causa fundamental de los malos olores.
- Son eficientes en la remoción de patógenos (Aerobias) y de maduración
- Permiten remoción natural de nitrógeno
- Altas remociones de carga orgánica, similares a la tecnología de lodos activados.

Desventajas de las lagunas de estabilización (Ramos & Márquez, 2012).

- Requieren grandes áreas de terreno por lo que su costo puede ser alto cuando sea necesario adquirir el lote o el costo de oportunidad de la tierra se alto.
- Dificultad para modificar, modular o regular el proceso.
- Pueden descargar altas concentraciones de sólidos suspendidos en el efluente por la presencia de algas.
- Por ser un sistema natural de tratamiento, está influenciado por las variaciones climáticas como son: nubosidad, brillo solar y precipitación y temperatura.
- Dificultad para controlar impacto ambiental, pues es un sistema abierto de gran área superficial e influenciado por las variaciones climáticas.
- Pueden generar vectores, roedores y zancudos y cuando se sobrecargan generan olores.
- Generan un impacto visual al ocupar grandes áreas.

- Lodos activados

Llamamos lodos activados a los microorganismos que degradan las sustancias orgánicas del agua residual durante la depuración biológica, por ejemplo en las depuradoras domésticas el lodo activado se compone principalmente de bacterias y hongos.

El proceso de lodos activados ha sido y es uno de los más utilizados en el mundo para el tratamiento de aguas residuales de tipo doméstico o municipal. Existen alrededor de 13 variantes de lodos activados; los sistemas de flujo pistón, totalmente mezclado de media carga y el de aireación extendida (baja carga) son los más comunes (Guereca et al.,2013)

Los lodos activados provenientes de aguas residuales están compuestos principalmente por la materia orgánica removida del agua residual, la cual eventualmente se descompone y causa los mismos efectos indeseables del agua residual cruda (Rojas,2004).

En los procesos de lodos activados, los microorganismos se encuentran mezclados con la materia orgánica que digerirán para reproducirse y sobrevivir. Cuando la masa de microorganismo crece y es mezclada con la agitación introducida al tanque por medios mecánicos o de inyección de aire, ésta tiende a agruparse (floculación) para formar una masa activa de microorganismos denominada lodo activado; a la mezcla de este lodo con el agua residual se llama licor mezclado. El licor mezclado fluye del tanque de aireación a un clarificador secundario donde el lodo activado sedimenta (Figura 12). Una porción del lodo sedimentado debe ser retornado al tanque de aireación para mantener una apropiada relación sustrato-microorganismo y permitir así una adecuada degradación de la materia orgánica (Guereca et al.,2013).

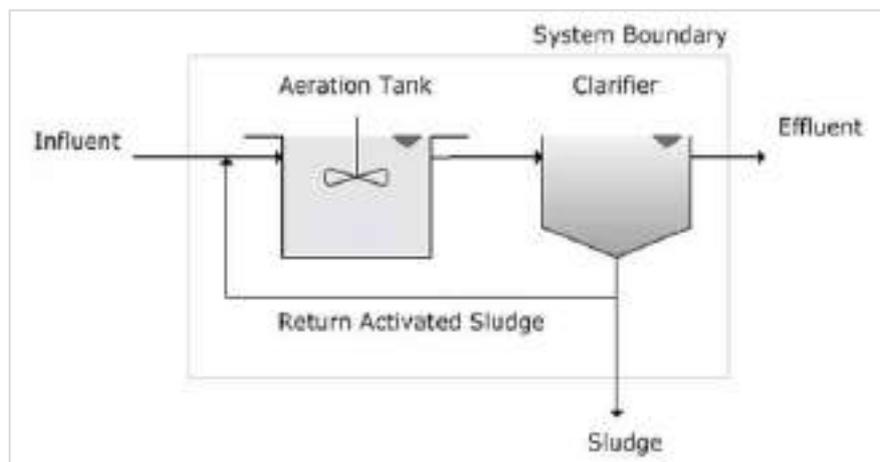


Figura 11. Proceso lodos activados para el tratamiento de aguas residuales.

Fuente: (Guereca et al.,2013)

Un sistema de lodos activados puede lograr eficiencias de remoción de DBO del orden de 85% a 95% (Metcalf & Eddy, 1995).

Los lodos que se producen en los procesos de tratamiento de aguas residuales son los siguientes (Rojas, 2004):

- Lodo primario proveniente de la sedimentación de aguas residuales.
- Lodo secundario proveniente del tratamiento biológico de las aguas residuales.
- Lodos digeridos provenientes de los anteriores, separados o mezclados.
- Lodos provenientes de la coagulación y sedimentación de aguas y aguas residuales.
- Lodos provenientes de plantas de ablandamiento.

- Lodos provenientes de desarenadores y rejillas.

Ventajas de los lodos activados (Rojas,2004):

- Tecnología plenamente desarrollada e investigada.
- Requiere menor área, comparándola con otros sistemas (filtros percoladores, lagunas de estabilización o aireadas, tratamientos anaerobios).
- Menor impacto ambiental que otros sistemas, al ser un proceso aerobio, reduce la generación de olores.
- Flexibilidad para aceptar incrementos de carga orgánica, haciendo ajustes en el suministro de oxígeno y en las variables de operación y control del proceso.
- Se pueden manejar rangos de estabilidad y eficiencia confiables, si la operación y mantenimiento son realizados por personal capacitado.
- Las variaciones climáticas (lluvia, sol, frío, calor, nubosidad) tienen menor influencia sobre la eficiencia y estabilidad del proceso.
- Al ser de aireación extendida, los lodos se estabilizan biológicamente dentro del mismo reactor, por lo que no es necesario digestores anaerobios adicionales para el tratamiento de lodos.

Desventajas de los lodos activados (Rojas,2004):

- Altos costos relativos de inversión inicial
- Altos costos de operación y mantenimiento por consumo de energía y reposición de equipos
- Requieren de operarios calificados y una labor permanente las veinticuatro horas del día.
- Si se opta por lodos activados de aireación extendida, el volumen del reactor es mayor que el de un reactor convencional. Por tanto esta variación es viable para caudales pequeños o medianos.

✓ Zanjón de oxidación

Es una variación de un sistema de lodos activados, del tipo de aireación prolongada, que usa un canal cerrado, con dos curvas, para la aireación y mezcla. Como equipo de aireación y circulación del licor mezclado usa aireadores mecánicos del tipo cepillos horizontales, de jaula o de disco (Rojas, 2004).

La planta típica de un zanjón de oxidación (Figura 13) no incluye sedimentación primaria, utiliza un solo canal concéntrico, un Sedimentador secundario y lechos de secado de lodos. En general el zanjón se reviste de concreto o de otro material apropiado para prevenir la erosión y la infiltración; se instalan dos aireadores como mínimo para asegurar la aeración permanente del licor mezclado. La unidad de salida hacia el Sedimentador puede ser una caja con una compuerta de madera que permita variar el nivel de agua en el zanjón y asegurar la sumergencia de las paletas del cepillo de aireación.

El zanjón de oxidación, adecuadamente diseñado y operado, provee remociones promedio de DBO Y SS mayores del 85% con aguas residuales municipales; tiene capacidad de efectuar un nivel alto de nitrificación por el tiempo de retención prolongado (24 horas) y contar con edades de lodos mayores de diez días (Rojas,2004).

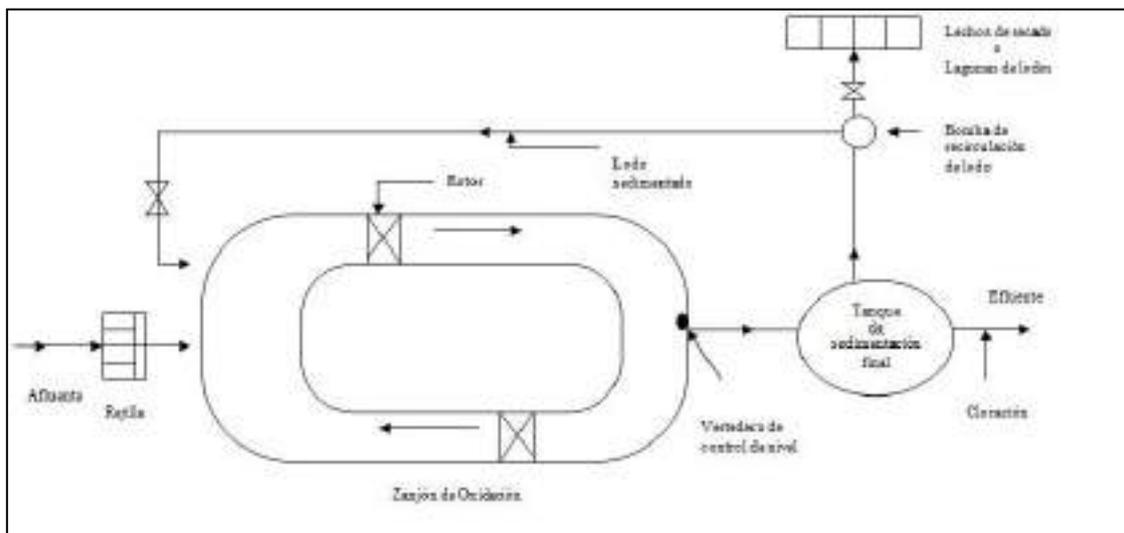


Figura 12. Planta de tratamiento con zanjón de oxidación.

Fuente: (Rojas,2004).

4.2.2.1.4 Tratamiento terciario o avanzado

Este tipo de tratamiento se refiere a todo tratamiento hecho después del tratamiento secundario con el fin de eliminar compuestos tales como sólidos suspendidos, nutrientes y la materia orgánica remanente no biodegradable.

Por lo general, el tratamiento terciario es necesario cuando deben cumplirse condiciones de descarga estrictas (remoción de nutrientes) o cuando el agua tratada está destinada a un uso en específico. En tal caso, el arreglo de tratamiento terciario debe ser el necesario para alcanzar

esa calidad específica, lo cual implica una gran diversidad de posibles combinaciones de operaciones y procesos unitarios (Guereca et al.,2013).

4.2.2.1.5 Desinfección

Proceso químico que mata o erradica microorganismos, bacterias, virus y protozoos; impidiendo el crecimiento de microorganismos patógenos en fase vegetativa (Guereca et al.,2013). La remoción de patógenos es sinónimo de desinfección. Esta es recomendable en todo efluente de una planta de tratamiento y debe ser realizada cuando el agua tratada sea destinada a un uso. Cuando la descarga es a un cuerpo de agua, puede requerirse además de la desinfección, la remoción del agente desinfectante cuando mantiene un efecto residual (caso del cloro).

La desinfección de estas aguas se puede llevar a cabo mediante cloración, procedimiento de desinfección de aguas mediante el empleo de cloro o compuestos clorados. Se puede emplear gas cloro, pero normalmente se emplea en tanques y pequeñas plantas el hipoclorito de sodio por su mayor facilidad de almacenamiento y dosificación, por su alta disponibilidad en el mercado y menor riesgo en su manejo comparado con el gas cloro.

La desinfección con luz ultravioleta ha sido aplicada con éxito en varias partes del mundo, a pesar de que no tiene un efecto residual como el cloro, por lo que se recomienda en el caso de descargas a cuerpos de agua naturales, o bien que se le agregue cloro para dar ese efecto residual cuando sea destinada a reúso. En una dosis adecuada, el cloro posee un efecto residual por lo que su uso es recomendable cuando haya que almacenar el agua para su posterior disposición o reutilización.

Otra forma de clorar el agua es con dióxido de cloro, el cual es altamente efectivo y minimiza los riesgos asociados con su manejo.

Otro tratamiento a considerar es la desinfección con ozono, aunque el costo de inversión es elevado al compararlo con los dos tratamientos anteriores (Guereca et al.,2013).

4.2.2.2 Tratamiento de lodos y otros subproductos.

La generación de lodo en cualquier tipo de tratamiento es inevitable y es un factor muy importante que debe ser considerado para una buena elección del proceso de tratamiento. Como se ha mencionado, la ley de la conservación de la materia conduce al hecho que la materia no

se crea ni se destruye, solamente se transforma. En el caso de las plantas de tratamiento, los contaminantes se transforman, en parte, en lodo (Guereca et al.,2013).

Los lodos que se extraen de las distintas fases de tratamiento consisten de 80-99% de agua por peso, en los cuales se concentran los patógenos, por ello, es necesario un tratamiento o estabilización para reducir los patógenos y eliminar olores que resulten ofensivos (Salazar, 2013).

El tratamiento para estabilizar los lodos consiste en aplicar ya sea químicos o una combinación entre tiempo y temperatura para la remoción o transformación de los patógenos y los componentes orgánicos que puedan producir los malos olores. Una vez tratados se dispone de un proceso para secar el agua en exceso para facilitar el reuso o disposición final (Salazar, 2013).

4.2.2.2.1 Digestión anaerobia

Consta de un proceso de descomposición de la materia orgánica e inorgánica en ausencia de oxígeno, la metodología consiste en introducir el lodo en un tanque cerrado, el cual liberará gas (principalmente metano). Este se calienta a través de un intercambio de calor externo (Salazar, 2013).

4.2.2.2.2 Tratamiento con cal

Si el volumen de los lodos es mínimo y no se cuenta con suficiente espacio para secarlos o se encuentra cerca de una zona urbana, se toma la alternativa de esterilización con alteración de pH con cal, con la finalidad de elevar el pH a los lodos a 12 por 30 minutos (Salazar,2013).

4.2.2.2.3 Compostaje, particularmente co-compostaje con residuos orgánicos

Se mezcla los lodos como basura orgánica en un proceso de compostaje, con esto se genera una acción exotérmica (70°C) de las bacterias, liberando a los mismos, de los agentes patógenos (Salazar,2013).

4.2.2.2.4 Patio de secar

Es la forma de tratamiento de lodos más sencillo, debido a que el lodo tiene mucho contenido líquido. Se fundamenta en colocar el lodo en una plataforma de ladrillo, la base está formada por diferentes tipos de suelos con la función de filtrar el residuo líquido de los lodos. Utilizando la radiación solar se deshidratan los lodos hasta que se vuelvan sólidos, este sistema dependiendo de factores como la temperatura solar, intensidad de lluvias, humedad de los suelos y la ubicación, tendrá un periodo de secado que varía de 3 a 6 meses (Salazar,2013).

4.2.2.3 Opciones de reúso para lodos y agua tratada

Cualquiera que sea el sistema de tratamiento implementado, se considera como objetivo principal la reducción o eliminación de los agentes contaminantes provenientes de las aguas residuales. Al culminar los procesos de tratamiento, se obtendrán aguas residuales tratadas y lodos, que pueden ser utilizados nuevamente en distintas actividades dependiendo del uso que se le quiera dar. Con el tratamiento adecuado el reúso no ocasiona deterioro de los suelos, aguas subterráneas, ni acumulación de agentes patógenos ya que se obtienen productos de calidad. Tomando en cuenta los riesgos que ocasionarían para la salud, beneficios, aceptación de la población; basándose en la garantía de un tratamiento adecuado y apoyándose en la normativa vigente del país (Torres, 2010).

4.2.2.3.1 Reúso de agua tratada

Las aguas residuales de tipo doméstico pueden ser utilizadas en muchas áreas, tanto económicas como cotidianas, por ejemplo, para el riego agrícola, riego de árboles y plantas en corredores de transporte, procesos industriales, cría de peces, relleno de acuíferos, etc. (Salazar, 2013).

En la agricultura puede presentar ventajas al ser un recurso de agua estable y constante que brinde los nutrientes para las plantas. Sin embargo, la reutilización no ha sido muy promovida en Latinoamérica ya que aún se les considera responsables de la mayoría de los problemas sanitarios (Salazar,2013).

4.2.2.3.2 Reúso de lodos

El lodo ya tratado y estabilizado que se genera puede ser valioso como fuente de nutrientes y como acondicionador del suelo, puede tener aplicación en la agricultura como fertilizante. Las

principales ventajas son: permitir una mayor retención de la humedad, adicionar al suelo los nutrientes necesarios para las plantas y facilitar retención al suelo, además de incrementar la actividad biológica del suelo y con su uso disminuir la aplicación de fertilizantes químicos (Salazar,2013).

4.3 MARCO LEGAL

La normativa legal vigente que rige y ordena el diseño de plantas de tratamiento de agua residual (PTAR) se basa en un conjunto de normas, decretos, reformas y artículos; sus características se especifican en la *Tabla 2*.

Tabla 2. Marco legal para PTAR

Legislación	Entidad encargada	Descripción
Resolución 1207 de 2014	Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible	Se adoptan las disposiciones relacionadas con el uso de aguas residuales tratadas.
Resolución 631 de 2015	Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible	Por la cual se establecen los parámetros y los valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos superficiales y a los sistemas de alcantarillado público y se dictan otras disposiciones.
Resolución 0330 de 2017	Ministerio de vivienda, Ciudad y Territorio	Por el cual se adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento RAS y se derogan las Resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2320 de 2009.
Constitución Política de Colombia de 1991	Asamblea Nacional Constituyente	Ley máxima y suprema de Colombia
RAS 2000, Título E	Ministerio de Desarrollo Económico	Tratamiento de aguas residuales.

Decreto 3930 de 2010	Ministerio de vivienda, Ciudad y Territorio	Se reglamenta el uso de agua y residuos líquidos y se dictan otras disposiciones.
Decreto 1287 de 2014	Ministerio de vivienda, Ciudad y Territorio	Por el cual se establecen criterios para el uso de los biosólidos generados en plantas de tratamiento de aguas residuales municipales.
NTC-ISO 5667-1047	INCONTEC	El objetivo de esta norma es determinar la concentración de contaminantes en una corriente de aguas residuales, también determinar la carga que transporta la corriente de aguas residuales, proporcionar datos para la reparación de una planta de tratamiento, realizar ensayos para determinar los límites de carga de las aguas residuales, suministrar datos para el avalúo de los impuestos por descarga de aguas residuales.
Resolución 0631 de 2015	Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible	Esta resolución busca reducir y controlar las sustancias contaminantes que llegan a los ríos, embalses, lagunas, cuerpos de aguas naturales o artificiales de agua dulce, y al sistema de alcantarillado público, para de esta forma,

		aportar al mejoramiento de la calidad del agua y trabajar en la recuperación ambiental de las arterias fluviales del país.
--	--	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Fuente: Elaboración propia.

4.4 MARCO CONTEXTUAL

La presente propuesta de diseño de una planta de tratamiento biológico para aguas residuales urbanas, se realizó en el municipio de Pamplona, Norte de Santander; municipio reconocido localmente por su historia, cultura, educación y turismo.

4.4.1 Ubicación geográfica

El municipio de Pamplona se encuentra ubicado sobre la cordillera central al nororiente de Colombia, es uno de los 40 municipios del departamento Norte de Santander como se puede observar en la Figura 14. Su localización geográfica hacia el suroccidente del departamento es $07^{\circ} 22' 41''$ de latitud Norte y $72^{\circ} 39' 09''$ de longitud Oeste; su altura sobre el nivel del mar es de 2.300 metros, además su extensión total es de 318 Km², de los cuales 59,214 ha pertenecen a suelo urbano (Plan básico de ordenamiento territorial Municipio de Pamplona-PBOT,2015).



Figura 13. Ubicación de Pamplona

Fuente: (Plan básico de ordenamiento territorial Municipio de Pamplona-PBOT,2015).

4.4.2 Límites

El municipio de Pamplona limita al norte con Pamplonita y Cucutilla, al sur con los municipios de Cácosta y Mutiscua, al oriente con Labateca y al occidente con Cucutilla como se puede observar en la Figura 15 (Plan básico de ordenamiento territorial Municipio de Pamplona-PBOT,2015).

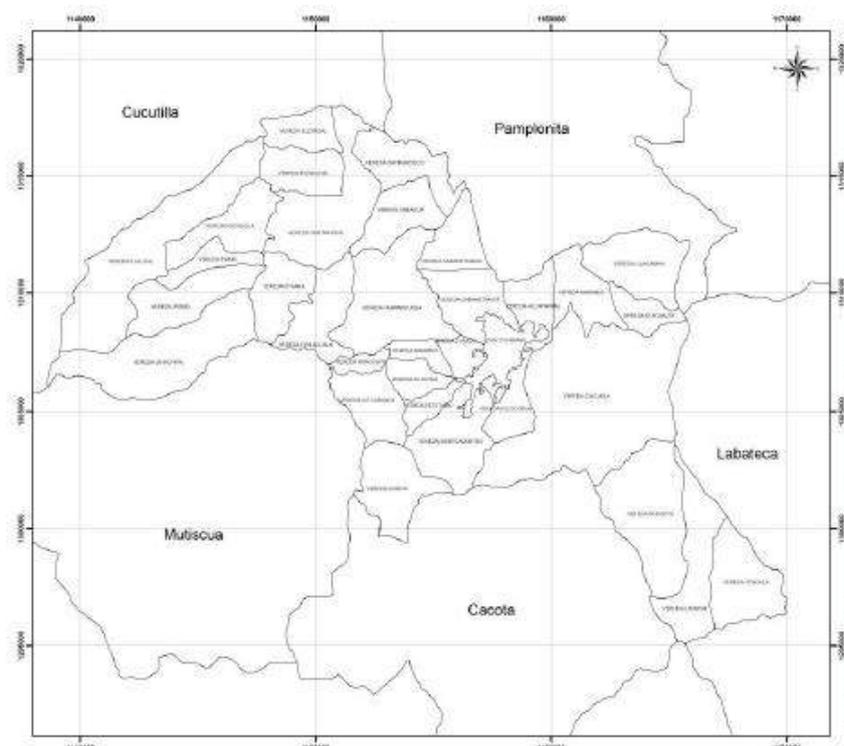


Figura 14. Mapa Jurisdicción y Límites Municipales

Fuente: (Plan básico de ordenamiento territorial Municipio de Pamplona-PBOT,2015).

4.4.3 Clima

La caracterización de las condiciones climáticas del área del municipio de Pamplona, se toman de la Estación ISER del IDEAM. En la **Tabla 3** se describen las principales características (Plan de saneamiento y manejo de vertimientos del municipio de Pamplona-PSMV,2019).

Tabla 3 Aspectos hidroclimáticos generales.

Parámetro	Valor
Clima Característico Del Piso Térmico	Templado húmedo.
Temperatura Máxima	20-22 °C

Temperatura Promedio	18 °C
Temperatura Mínima	12.2 °C
Precipitación Máxima Mensual	356,6 mm (Abril-1982)
Precipitación Mínima	0.4 mm(Diciembre-77)
Precipitación Promedio Mensual	75 mm
Precipitación Máxima Diaria	64.60 mm
Precipitación Promedio Anual	900.7 mm.
Máximo Caudal En Precipitación*	32.40 mm/h (Nov-88)
Meses Más Lluviosos	Abr, may, jun, oct y nov.
Mes Con Mayor Incidencia De Aguaceros Fuertes*	Octubre
Brillo Solar Promedio Anual	1.527.3 Horas
Humedad Relativa Promedio	77%

Fuente: (Plan de saneamiento y manejo de vertimientos del municipio de Pamplona-PSMV,2019).

4.4.4 Población

Según los censos realizados por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística, DANE, el Municipio de Pamplona para el 2019 contaba con una población total de 58.975 habitantes, de los cuales 56.267 viven en el sector urbano y 2.708 en el sector rural (PSMV, 2019).

Pamplona cuenta con una importante población flotante representada en el gran número de estudiantes universitarios que hacen presencia en la ciudad y también de turistas principalmente en las épocas de semana santa, festividades del 4 de julio y festividades de fin de año. La proporción entre la población flotante y la residente es del 12% (PSMV,2019).

4.4.5 Fuentes hidrográficas

El municipio de Pamplona cuenta con muchas fuentes de agua menores provenientes del subpáramo, de los bosques húmedos y secos montanos, sin embargo, todas confluyen al río de mayor importancia del municipio: el río Pamplonita (Plan de ordenación y manejo de la cuenca hidrográfica del río Pamplonita-POMCH,2010).

4.4.6 Economía

- Sector agrícola: Por sus condiciones económicas y las actividades realizadas, se puede afirmar que esta es una región deprimida económicamente y con carácter Agropecuario. El desarrollo de la región tiene como determinante agrícola la producción de papa y hortalizas cultivadas en pequeñas haciendas y parcelas sin mayor tecnificación (Plan de ordenación y manejo de la cuenca hidrográfica del río Pamplonita-POMCH,2010).
- Sector Industrial: En el municipio no existen grandes industrias, las pocas existentes sólo alcanzan el nivel de artesanal y muy pocos establecimientos podrían llamarse fabriles o microempresas, poseen una producción manual y no ocupan más de 6 empleados. La principal actividad de este ramo son los tejidos, seguida de la producción de alimentos (panadería, productos derivados de la carne y leche). Las demás empresas están relacionadas con talleres y la construcción.
- Comercio: Pamplona por su posición geográfica – fronteriza y por ser centro nodal de comunicaciones terrestres, ha sido centro de intercambio de productos agrícolas y mercancías. Sin embargo, su estrecho mercado determinado por una reducida población con bajo nivel de ingresos, determina una estrecha demanda sin efectos altos de capital y poco aporte al proceso de acumulación capitalista a través del ahorro y la reinversión.

En Pamplona existen 1083 establecimientos comerciales, y 3 plazas de mercado. Las principales zonas de comercio se ubican a lo largo de la calle Real, centro de acopio y las plazas de mercado.

La ciudad es considerada como turística, debido a las condiciones de excelente clima, su tradición cultural y religiosa, así como su patrimonio arquitectónico. Las temporadas más importantes son las de Semana Santa, las fiestas del 4 de julio, las fiestas de la virgen del Carmen y la del señor del Humilladero.

- Aspectos Educativos: En este campo Pamplona ha tenido una tradición importante, desde la época de la colonia ha sido centro de atención de este servicio en el ámbito regional. El servicio educativo ha sido desde entonces la columna vertebral del

desarrollo de la ciudad, no solo por ser el medio de formación de las nuevas generaciones sino por ser el agente dinamizador de la economía local y regional. El comercio, la pequeña industria y el turismo se han desarrollado alrededor del sector educativo.

Por ser una ciudad fundamentalmente estudiantil, es importante señalar que la población más significativa por su impacto social, cultural y económico es la población educativa. De la población reportada por el DANE el 30%, son estudiantes (Plan de ordenación y manejo de la cuenca hidrográfica del río Pamplonita-POMCH,2010).

4.4.7 Servicios públicos

Empopamplona S.A. E.S.P. es la empresa encargada de prestar los servicios públicos en el casco urbano del municipio brindando una cobertura en Acueducto del 98%, alcantarillado 98% y aseo del 98%. Los servicios de energía eléctrica y telecomunicaciones son prestados por entidades nacionales alcanzando una cobertura superior al 85 %.

El sistema de alcantarillado cuenta con 2.180 pozos de inspección y 1200 alcantarillas para aguas lluvias. Dado que el sistema de alcantarillado de Pamplona es Combinado, las obras de intercepción de los principales vertimientos como centrales y río chiquito, cuentan con sistemas de reboses hacia el río en caso de presentarse eventos de lluvias fuertes. Esto con el fin de evacuar el caudal sobrante y prevenir sobrepresiones y daños en las tuberías de los interceptores.

El municipio de Pamplona, ha tenido un importante avance en la eliminación de puntos de descarga de aguas residuales sobre el río Pamplonita, pasó de tener 21 vertimientos en el 2006 a tener tan solo 1 en el 2016. La construcción del Interceptor en el 2006 y 2007 ha permitido el saneamiento del río Pamplonita en el casco urbano de Pamplona, sin embargo aunque las aguas residuales han sido recogidas, están se siguen vertiendo sin tratamiento a las afueras de la ciudad.

El vertimiento 1 (Emisario final), es un aliviadero residual del Interceptor que recoge todas las aguas residuales de la ciudad, es la descarga del interceptor y emisario final. Se encuentra instalado en la calle 3, Vía a Cúcuta, 30 m fuera del casco urbano hasta desembocar al río Pamplonita en el barrio Chichira.

4.5 METODOLOGÍA

4.5.1 Cálculo de la población futura del municipio de Pamplona

El crecimiento aproximado previsto de una población para un periodo de diseño dado es un parámetro fundamental en el cálculo del caudal de diseño para la comunidad (Cuatis, 2018). Con el fin de calcular la población futura del municipio de Pamplona, inicialmente se determinó el periodo de diseño a 25 años, de acuerdo a lo establecido en el artículo 40 de la Resolución 0330 de 2017 del ministerio de vivienda, ciudad y territorio; por lo tanto, la proyección de población se realizó desde el año 2021 al año 2046. Se tomó como año cero (0) el 2021 debido a que normalmente, en este tipo de proyectos, su construcción no se inicia inmediatamente, ya que, se deben tener en cuenta tiempos adicionales para la consecución de recursos. Luego con ayuda de la herramienta Microsoft Excel se calcularon las proyecciones de población de acuerdo con los métodos aritmético, geométrico y exponencial, tomando como año del último censo el 2018 con una población de 46013 habitantes (DANE,2019). Una vez determinadas las proyecciones de población, se les sumó el porcentaje de población flotante (12%) y finalmente se eligió el método con el cual la población futura presentaba una menor desviación en comparación con la tendencia de la curva del Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE).

Las proyecciones de población se realizaron con las ecuaciones establecidas en el libro “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados” (López, 2010), las cuales se presentan a continuación:

- Método Aritmético

$$Pf = Puc + \overline{K_a} * (Tf - Tuc) \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$\overline{K_a} = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

Pf: población proyectada para el periodo de diseño estimado.

Puc: población del último año censado.
 Pci: población correspondiente al año inicial.
 Tuc: año correspondiente al último censo.
 Tci: año correspondiente al censo inicial.
 Tf: año para el cual se quiere proyectar.
 Ka: tasa de crecimiento de la población promedio.

- Método Geométrico

$$Pf = Puc * (1 + \bar{r})^{Tf - Tuc} \quad (\text{Ecuación 3})$$

$$\bar{r} = \left(\frac{Puc}{Pci} \right)^{\frac{1}{Tuc - Tci}} - 1 \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde:

r: tasa de crecimiento de la población promedio.

- Método Exponencial

$$Pf = Pci * e^{\bar{Kg} * (Tf - Tci)} \quad (\text{Ecuación 5})$$

$$\bar{Kg} = \frac{\ln Pcp - \ln Pca}{Tcp - Tca} \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde:

\bar{Kg} : tasa de crecimiento de la población promedio.

Pcp: población del censo posterior.

Pca: población del censo anterior.

Tcp: año correspondiente al censo posterior.

Tca: año correspondiente al censo anterior.

Ln: logaritmo natural.

Para el desarrollo de estas ecuaciones se requieren los datos poblacionales de mínimo tres censos; sin embargo, como se puede observar en la *Tabla 4*, el municipio de Pamplona presenta

una disminución del número de habitantes en el periodo 2005-2018 y esto conlleva a resultados negativos de las tasas de crecimiento. Por lo tanto, solo para estas se prefirió realizar los cálculos con las proyecciones de población de Pamplona del periodo 2024 – 2028 que se encuentran en la Tabla 5.

Tabla 4. Datos de la población del municipio de Pamplona.

Año	Población
[AAAA]	[Hab.]
1973	32946
2005	48639
2018	46013

Fuente: (DANE,2019)

Tabla 5. Proyecciones de población a nivel municipal para Pamplona periodo 2024 – 2035.

Año	Población
[AAAA]	[Hab.]
2024	51522
2025	51736
2026	51976
2027	52172
2028	52377

Fuente: (DANE,2019)

Se debe tener en cuenta que en el municipio de Pamplona las viviendas en el área rural no generan vertimientos de aguas residuales considerables, por esta razón, los valores de población mostrados en las Tablas 4 y 5 corresponden solo al casco urbano.

Las proyecciones de población y el resultado del cálculo de la población futura se presentan en la Tabla 32 de resultados.

4.5.2 Cálculo de los caudales de diseño

Los valores del caudal medio de diseño, caudal máximo horario, caudal máximo diario y caudal máximo mensual son de vital importancia para estimar la carga contaminante que se vierte al río Pamplonita y también para el dimensionamiento de las diferentes estructuras de los sistemas de tratamiento de las aguas residuales, como se puede observar en la *Tabla 6* tomada de la Resolución 0330 de 2017.

Tabla 6 Caudales de diseño para el tratamiento de aguas residuales

Caudal	Descripción	Aplicación
Caudal medio de diseño	Caudal medio diario de capacidad de la PTAR	-Caudal medio de referencia -Caudal de diseño de unidades de tanques sépticos -Sistemas lagunares
Caudal máximo horario	Máximo volumen en una hora, identificado en los registros estudiados	-Dimensionamiento de sistemas de bombeo, procesos físicos (desarenadores, cribados, trampas de grasa y sedimentadores primarios y secundarios) -Desarrollo de estrategias operativas -Conductos de interconexión de unidades de proceso
Caudal máximo diario	Máximo volumen en un día, identificado en los registros estudiados	-Dimensionamiento de tanques de regulación -Dimensionamiento de sistemas de bombeo de lodos -Dimensionamiento de dosificación química

Caudal máximo mensual	Caudal promedio diario para el mes con el mayor volumen mensual identificado en los registros estudiados	-Dimensionamiento de biorreactores -Dimensionamiento del almacenamiento de químicos
-----------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------

Fuente: Resolución 0330 de 2017 del ministerio de vivienda, ciudad y territorio/ Tabla 22.

Para determinar los caudales de diseño del sistema se seguirán los procedimientos y ecuaciones indicadas en la Resolución 0330 de 2017 del ministerio de vivienda, ciudad y territorio.

4.5.2.1 Cálculo del caudal medio de diseño (Q_{MD})

El caudal medio de diseño, es el resultado de la suma del caudal de aguas residuales domésticas, institucionales, industriales, comerciales y el caudal de infiltración, como se puede observar en la ecuación 7; por lo tanto, para calcularlo es necesario hallar los valores de estos caudales previamente.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_{INS} + Q_{IND} + Q_C + Q_I \text{ (Ecuación 7)}$$

Donde:

Q_D : caudal de aguas residuales domésticas

Q_{INS} : caudal de aguas residuales institucionales

Q_{IND} : caudal de aguas residuales industriales

Q_C : caudal de aguas residuales comerciales

Q_I : caudal de infiltración

- Caudal de aguas residuales domésticas (Q_D)

Para calcular el caudal medio de diseño, inicialmente se halló el caudal de aguas residuales domésticas con la ecuación 8:

$$Q_D = \frac{C_R * P * D_{NETA}}{86400} \text{ (Ecuación 8)}$$

Donde:

Q_D : caudal de aguas residuales domésticas

C_R : caudal de retorno, ya que no hay datos de campo se asume como 0.85

P: población proyectada para el periodo de diseño estimado.

D_{NETA} : dotación neta

La dotación neta se determinó con la altura promedio sobre el nivel del mar del municipio, utilizando la *Tabla 7* tomada del artículo 43 de la resolución 0330 del 2017. Teniendo en cuenta que el municipio de Pamplona se ubica aproximadamente a los 2.287 m.s.n.m, la dotación neta máxima para el presente diseño corresponde a 120 l/hab*día.

Tabla 7 Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.

ALTURA PROMEDIO SOBRE EL NIVEL DEL MAR DE LA ZONA ATENDIDA	DOTACIÓN NETA MÁXIMA (L/HAB*DÍA)
>2000 m.s.n.m	120
1000-2000 m.s.n.m	130
<1000 m.s.n.m	140

Fuente: Resolución 0330 de 2017 del ministerio de vivienda, ciudad y territorio/ Tabla 1.

- Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{INS}), industriales (Q_{IND}) y comerciales (Q_C)

Luego se obtuvieron los valores de los caudales de aguas residuales institucionales, industriales y comerciales que se observan en la *Tabla 8*, a partir de los reportes de consumo de agua por sectores en Pamplona (proporcionados por la empresa Empopamplona SA ESP).

Tabla 8 Información para el cálculo del Q_{MD} .

Nombre	Descripción	Valor (l/s)
Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{INS})	Hospital San Juan de Dios, clínica, coliseo Chepe Acero, estadio Camilo Daza, iglesias, colegios,	12,95

	escuelas, museos y parques públicos.	
Caudal de aguas residuales industriales (Q_{IND})	Pamplona tiene un sector industrial poco desarrollo, recibiendo aportes al caudal principalmente de Alpargatas Pera, la Salsamentaria Alemana, las zonas de sacrificio animal y algunas pequeñas fábricas de lácteos.	0,39
Caudal de aguas residuales comerciales (Q_C)	Zona hotelera, plazas de mercado del municipio, almacenes y tiendas.	4,84

Fuente: Tabla construida a partir de datos de facturación de Empopamplona.

- Caudal de infiltración (Q_I)

Posteriormente se calculó el caudal de infiltración con la ecuación 9, siguiendo los lineamientos del artículo 166 de la resolución 0330 del 2017.

$$Q_I = 0,1 \frac{l}{seg. ha} * A_I (ha) \text{ (Ecuación 9)}$$

Donde:

A_I (ha): área del casco de urbano en hectáreas, para Pamplona tiene un valor de 59,214 (PBOT Pamplona, 2015).

4.5.2.2 Cálculo del caudal máximo horario (Q_{MH})

El caudal máximo horario se determinó con la ecuación 10.

$$Q_{MH} = Q_{MD \text{ sin infiltración}} * F_{MH} + Q_I \text{ (Ecuación 10)}$$

Donde

F_{MH} : factor de mayoración para el caudal máximo horario

El factor de mayoración para el caudal máximo horario se obtiene, interpolando linealmente el valor del caudal medio de diseño entre el rango de caudales de 90 a 700 l/s y los factores máximos horarios correspondientes a estos aparecen en la *Tabla 9*, tomada de la resolución 0330 del 2017.

Tabla 9 Factores pico para caudales de tratamiento de aguas residuales

Rango de caudales(l/s)	Factor máximo horario	Factor máximo diario	Factor máximo mensual
0-10	4	3	1,7
Los valores de los factores máximos horario, diario y mensual para caudales entre 10 y 90 l/s se interpolarán linealmente.			
90	2,9	2,1	1,5
Los valores de los factores máximos horario, diario y mensual para caudales entre 90 l/s y 700 l/s se interpolarán linealmente.			
Mayor a 700	2	1,5	1,2

Fuente: Resolución 0330 de 2017 del ministerio de vivienda, ciudad y territorio/ Tabla 23.

4.5.2.3 Cálculo del caudal máximo diario (Q_{Md})

El caudal máximo diario se determinó con la ecuación 11 que se presenta a continuación:

$$Q_{Md} = Q_{MD \text{ sin infiltración}} * F_{Md} + Q_I \text{ (Ecuación 11)}$$

Donde

F_{Md} : factor de mayoración para el caudal máximo diario

El factor de mayoración para el caudal máximo diario se obtiene realizando el mismo procedimiento que para el caudal máximo horario.

4.5.2.4 Cálculo del caudal máximo mensual (Q_{MM})

El caudal máximo mensual se determinó con la ecuación 12 que se presenta a continuación:

$$Q_{MM} = Q_{MD \text{ sin infiltración}} * F_{MM} + Q_I \text{ (Ecuación 12)}$$

Donde

F_{MM} : factor de mayoración para el caudal máximo mensual

El factor de mayoración para el caudal máximo mensual se obtiene realizando el mismo procedimiento que para el caudal máximo horario.

Los resultados del cálculo de los caudales se presentan en la Tabla 33 de resultados.

4.5.3 Cálculo de las cargas contaminantes del vertimiento de aguas residuales del municipio de Pamplona

Las cargas contaminantes de las aguas residuales que se vierten al río Pamplonita son un valor primordial para seleccionar la mejor opción de tecnología de tratamiento, y para calcularlas se necesitan parámetros que se obtienen de la caracterización del vertimiento de aguas residuales del municipio de Pamplona, como la concentración de DBO, SST Y DQO; sin embargo, la pandemia Covid-19 provocó que no se llevara a cabo la caracterización para el presente estudio, y por ende, se utilizaron las caracterizaciones de los vertimientos realizadas en Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV) del municipio de Pamplona del año 2019, el cual fue desarrollado por la empresa de servicios públicos Empopamplona S.A E.S.P en el año 2018.

A continuación, se presenta una breve descripción del proceso de caracterización del vertimiento, los resultados de dicha caracterización y el cálculo de la carga contaminante.

- Descripción del proceso de caracterización del vertimiento

Para llevar a cabo la caracterización del vertimiento inicialmente, se identificó el punto de muestreo, este punto corresponde al principal vertimiento de aguas residuales de la ciudad y descarga al río Pamplonita, razón por la cual se seleccionó como representativo para la determinación de la carga contaminante. En la *Tabla 10* y la *Figura 16* se puede observar la ubicación del punto de muestreo.

Tabla 10 Punto de muestreo del municipio de Pamplona.

Punto de muestreo	Municipio	Coordenadas		Geográficas	
		Este	Norte	N	W
Vertimiento emisario final	Pamplona Norte de Santander	1158772	1307535	07° ,22',39,5''	072° ,38',34,9''

Fuente: Tabla 4 del PSMV 2019 del municipio de Pamplona.

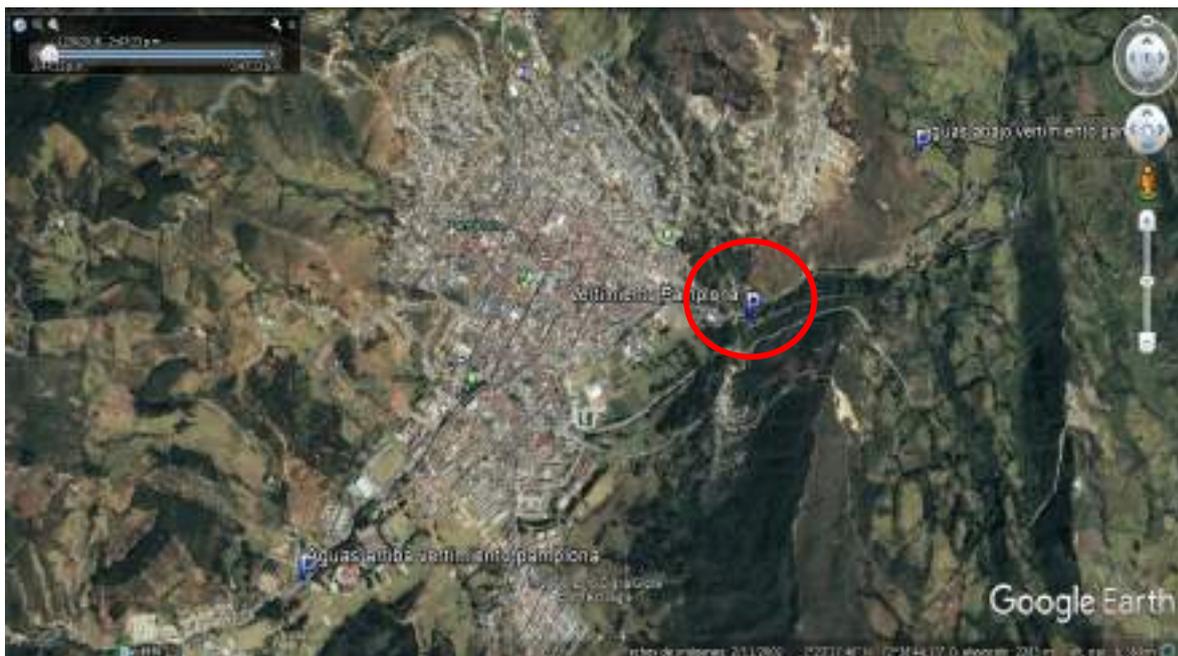


Figura 15. Ubicación del punto de muestreo

Fuente: (Plan de saneamiento y manejo de vertimientos del municipio de Pamplona-PSMV,2019).

Luego se realizaron las medidas de parámetros in situ como pH, temperatura y caudal, mediante un pH-metro previamente calibrado, un termómetro industrial y con una técnica denominada aforo por vadeo respectivamente, después se consignaron los datos arrojados por los sistemas de medición en el registro de datos de campo. Posteriormente, se efectuó la recolección de

muestras, la cual junto con los procedimientos anteriores estuvo a cargo de la empresa INGELAB, esta consistió en realizar un muestreo de tipo compuesto por 48 horas, es decir, se tomaron muestras puntuales cada hora y se realizó composición de muestras cada 6 horas por el método de volúmenes de alícuota, para esto, se midió el caudal cada hora con la técnica mencionada anteriormente; seguidamente, cada una de las ocho muestras compuestas se preservó en un recipiente previamente rotulado con tapa hermética según el tipo de análisis para el cual fue destinada, y se ingresaron a un sistema de refrigeración portátil. Finalmente, las muestras fueron enviadas a los laboratorios **SIAMA LTDA** ubicado en la ciudad de Bucaramanga, Santander y a **MCS Consultoría y Monitoreo Ambiental** ubicado en la ciudad de Bogotá para su análisis, los cuales se encuentra debidamente acreditados ante el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales IDEAM.

Entre los parámetros que se pueden obtener de los análisis de laboratorio de las muestras compuestas son: la concentración de DQO, DBO₅ y SST. En la Figura 17 tomada del PSMV 2019 del municipio de Pamplona, se resume las actividades más importantes del proceso de caracterización del vertimiento.

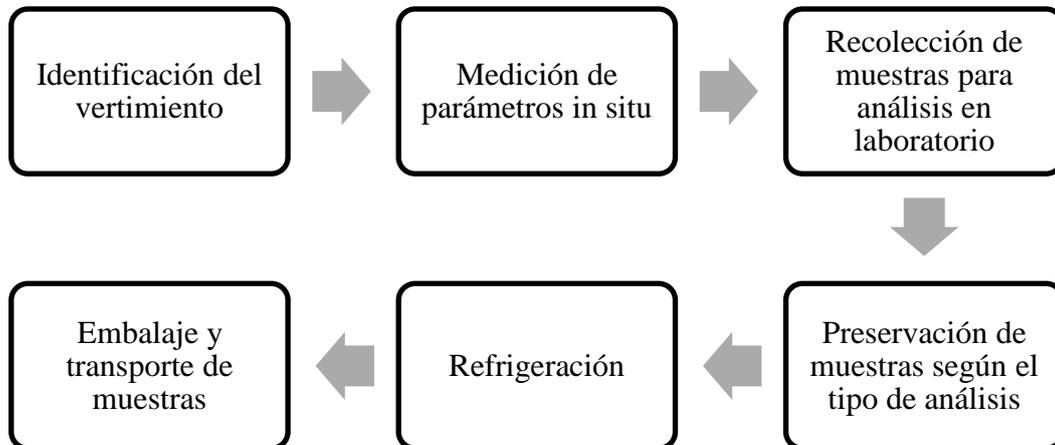


Figura 16. Diagrama de flujo esquematizando el proceso de caracterización

Fuente: Elaboración propia.

- Carga del vertimiento y cálculo de las cargas contaminantes

En la *Tabla 11* se presentan las concentraciones de los parámetros que se utilizaron para calcular la carga contaminante, estos fueron elegidos por ser los que más influyen en la calidad del agua.

Los resultados completos de los ensayos efectuados en campo y los análisis de laboratorio se encuentran en el anexo 2.

Tabla 11 Parámetros para calcular la carga contaminante.

Parámetros	Concentración (mg/L)
DBO ₅	237,25
DQO	540,00
SST	323,88

Fuente: (PSMV,2019)

Como se puede observar en la Tabla 11, las concentraciones de los parámetros medidos están dentro del rango de un agua residual típica, que se puede clasificar como agua residual de concentración media, según la clasificación establecida en la literatura (Metcalf & Eddy, 1995)

La carga contaminante se calcula con la ecuación 13 tomada de la literatura (Metcalf & Eddy, 1995).

$$Carga \left(\frac{Kg}{día} \right) = Q_{MD} \left(\frac{L}{día} \right) * C \left(\frac{Kg}{L} \right) \text{ (Ecuación 13)}$$

Donde:

C: Concentración

Los resultados del cálculo de la carga contaminante se presentan en la Tabla 34 de resultados.

4.5.4 Selección del tren de tratamiento

Existen una gran cantidad de alternativas de trenes de tratamiento de aguas residuales, que podrían aplicarse al municipio de Pamplona. En este numeral se realizó un análisis de estas alternativas y se definieron tres posibles trenes de tratamiento que se adecuan a las condiciones particulares del municipio, mediante dos filtros, el primer filtro descarta todas las tecnologías que no cumplen con las eficiencias de remoción mínimas necesarias para alcanzar las concentraciones exigidas por la normatividad ambiental, y el segundo filtro determina para el lote seleccionado de la PTAR , las distancias mínimas que debe cumplir cada tecnología preseleccionada según la Resolución 0330 de 2017, descartando las tecnologías que no

cumplieron con dichas distancias. Luego, se calcularon las áreas, costos de inversión, operación y mantenimiento para cada uno de los trenes de tratamiento preseleccionados y finalmente se llevó a cabo un análisis matricial multicriterio de calificación para cada alternativa teniendo en cuenta otros criterios adicionales como: ambientales, flexibilidad operativa, facilidad de construcción, etc y al final de la evaluación, la alternativa con mayor puntuación será la que obtenga la mejor posibilidad técnica, ambiental y económica para ser implementada, por lo tanto la seleccionada.

4.5.4.1 Estimación eficiencia mínima de remoción

La eficiencia mínima de remoción que debe tener el tren de tratamiento seleccionado, depende de los objetivos de calidad del cuerpo receptor o, si no los hay, de los valores límites máximos permisibles de los parámetros fisicoquímicos que por normativa ambiental nacional tienen que cumplir las aguas residuales urbanas, para verterse a cuerpos de aguas superficiales. Como el río Pamplonita, que es el cuerpo de agua receptor afectado en este caso, no tiene objetivos de calidad establecidos para calcular las eficiencias de remoción, se trabajó con los valores límites máximos permisibles de DBO₅, DQO y SST, tomados del Artículo 8, de la Resolución 0631 de 2015 del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible para cargas mayores a 625 Kg/día y menores o iguales a 3000 Kg/día de DBO₅ que se encuentran en la *Tabla 12*.

Tabla 12 Valores límites máximos permisibles de los parámetros fisicoquímicos para vertimientos de aguas residuales urbanas con cargas mayores a 625 Kg/día y menores o igual a 3000 Kg/día DBO₅.

PARÁMETRO	UNIDADES	AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS – ARD, Y AGUAS RESIDUALES NO DOMÉSTICAS – ArnD DE LOS PRESTADORES DEL SERVICIO PÚBLICO DE ALCANTARILLADO, CON UNA CARGA MAYOR A 625,00 Kg/día y MENOR O IGUAL A 3.000,00 Kg/día DBO ₅	AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS -ARD, Y AGUAS RESIDUALES NO DOMÉSTICAS – ArnD DE LOS PRESTADORES DEL SERVICIO PÚBLICO DE ALCANTARILLADO, CON UNA CARGA MAYOR A 3.000, 00 Kg/día DBO ₅
Generales			
pH	Unidades de pH	6,00 a 9,00	6,00 a 9,00
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	Mg/L O ₂	180,00	150,00
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅)	Mg/L O ₂	90,00	70,00
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	mg/L	90,00	70,00
Sólidos Sedimentables (SSED)	mg/L	5,00	5,00
Grasas y Aceites	mg/L	20,00	10,00
Compuestos Semivolátiles Fenólicos	mg/L		Análisis y Reporte
Fenoles Totales	mg/L		Análisis y Reporte
Sustancias Activas al Azul de Metileno (SAAM)	mg/L	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte

Fuente: artículo 8 de la resolución 0631 de 2015 del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.

De la *Tabla 12* se puede concluir que el tren de tratamiento seleccionado, debe garantizar un efluente de máximo de 180 mg/L para la DQO y 90 mg/L para DBO₅ y SST. Teniendo en cuenta lo anterior, se calcula la eficiencia de remoción con la ecuación 14. Para ello, se toman los valores más altos resultantes de los monitoreos realizados en campo y se comparan con lo exigido por la norma.

$$\%E = \frac{(Si - Se)}{Si} * 100\% \quad (\text{Ecuación 14})$$

Donde:

%E: eficiencia de remoción

Si: concentración de DBO, DQO o SST a la entrada de la PTAR.

Se: concentración de DBO, DQO o SST con que deben salir las aguas residuales de la planta de tratamiento propuesta según la normativa ambiental nacional.

Los resultados de la estimación de eficiencias de remoción se presentan en la *Tabla 35* de resultados.

La *Tabla 13* tomada de la resolución 0330 del 2017 presenta las tecnologías más comunes para el tratamiento de aguas residuales en nuestro medio y que pueden ser operadas por empresas de servicios públicos en Colombia con sus respectivas eficiencias. Al comparar las eficiencias de remoción de los posibles trenes de tratamiento que se pueden formar con dicha tabla y la eficiencia definida anteriormente, se hace un primer filtro descartando todos los que no logren los porcentajes de remoción mínimos requeridos.

Tabla 13 Rangos de eficiencia en los procesos de tratamiento.

	Unidades de tratamiento	Eficiencia mínima de remoción de parámetros, porcentajes (%)						
		DBO5	DQO	SST	SSED	Grasas Y aceites	Patógenos	Observaciones
Pre-tratamiento	Cribado o desbaste	0-15	0-10	10-50	0-6	0-40	N/A	Remociones con militamices y microcribas

	Desarenadores	0-5	0-5	0-10	N/A	N/A	N/A	
	Trampa de grasas	0-5	0-3	10-15	N/A	85-95	N/A	
Tratamiento primario	Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	75-85	60-70	30-50	
	Lagunas anaerobias	50-70	30-50	50-60	75-85	80-90	80-90	
	Tanque Imhoff	25-40	15-30	50-70	75-85	60-70	-30-50	
Tratamiento secundario	Reactor UASB (RAFA)	65-80	60-80	60-70	N/A	N/A	20-40	
	Lagunas facultativas	80-90	40-50	63-75	75-85	70-90	80-90	Sin contar con algas
	Lagunas alreadas	80-96	60-70	N/A	N/A	N/A	80-90	Con sedimentación secundaria
	Reactor anaerobio RAP	65-80	60-80	60-70	N/A	N/A	20-40	
	Filtros anaerobios	65-80	60-80	60-70	N/A	N/A	20-40	
	Lodos activados (convencionales)	80-95	70-80	80-90	N/A	N/A	80-90	
	Filtros percoladores de alta tasa, roca de alta tasa, plástico	65-90 75-95	55-70 60-80	60-85	N/A N/A	N/A N/A	80-90 80-90	
Desinfección	Rayos UV	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	100	
	Cloración	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	100	
	Laguna de maduración	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	99,99	

Fuente: Resolución 0330 del 2017 del ministerio de vivienda, ciudad y territorio /Tabla 29.

La Tabla 36 que se encuentra en resultados presenta los trenes de tratamiento que logran la eficiencia de remoción necesaria para cumplir con la resolución de 0631 de 2015.

De acuerdo a lo anterior, los trenes de tratamiento propuestos para continuar con el análisis de alternativas son:

Alternativa No 1: Sedimentador primario+ filtro percolador de alta tasa, plástico + sedimentador secundario+ tanque de contacto de cloro+ espesador de lodos+ digester anaerobio

Alternativa 2: Sedimentador primario +reactor de lodos activados convencionales+ sedimentador secundario+ tanque de contacto de cloro+ espesador de lodos+ digester anaerobio

Alternativa 3: Lagunas anaerobias+ Lagunas facultativa+ Laguna de maduración

4.5.4.2 Cálculo de las distancias mínimas para la localización de sistemas de tratamiento

De acuerdo con el artículo 183 de la Resolución 0330 del 2017 se deben cumplir ciertas distancias mínimas para la localización de sistemas de tratamiento de aguas residuales centralizados, tal como se muestra en la Tabla 14.

Tabla 14 Distancias mínimas para la localización de sistemas de tratamiento de aguas residuales con relación a otra infraestructura.

Tecnología	Con respecto a	Distancia (metros)
PTAR	Fuentes de agua para consumo humano diferente a la descarga.	50
PTAR con reactor aeróbico y aireación difusa.	Centros poblados	75
PTAR con reactor aeróbico y aireación superficial (aerosoles)	Centros poblados	100
PTAR con reactor anaerobio.	Centros poblados	200
PTAR	Plantas potabilizadoras y tanques de agua.	150
Lagunas anaerobias	Centros poblados	500
Lagunas Facultativas	Centros poblados	200
Lagunas aireadas	Centros poblados	100
Filtros percoladores de baja tasa (problemas con moscas).	Centros poblados	200
Filtros percoladores de media y alta tasa.	Centros poblados.	100

Fuente: artículo 183 de la Resolución 0330 del 2017.

En este segundo filtro se deben descartar las tecnologías que no cumplan con la normativa de distancia, con este fin se utilizó la herramienta Google Earth para ubicar un lote tomado de la consultoría del 2012, que se encuentra ubicado en la vereda Chichira, a 700 metros de distancia de la vía nacional y se trazó un círculo de 500 metros de radio desde el centro del mismo con el fin de verificar la existencia de viviendas en esta zona de influencia, sin embargo en este

caso no existe un centro poblado que normativamente restrinja la construcción de ninguna tecnología, por lo tanto no se descarta ninguno de los trenes previamente propuestos.

Los resultados de localización y trazado de la zona de influencia del lote de la PTAR obtenidos con Google Earth se encuentran en la Figura 21 de resultados

4.5.4.3 Cálculos para predimensionamiento de las alternativas de trenes de tratamiento

En este numeral se procedió a estimar las áreas necesarias de cada uno de los procesos unitarios de los trenes de tratamiento definidos en el anterior y mediante la suma de las áreas de cada proceso para cada tren, se calcularon las áreas totales.

Las áreas estimadas en este numeral corresponden a áreas necesarias para el proceso; por lo tanto, no se tienen en cuenta muros divisorios, pasarelas, cajas de válvulas, áreas de circulación, etc. Por otra parte, dentro de los cálculos no se tendrán en cuenta el área necesaria para pretratamiento y la caseta de operación, debido a que son las misma para todos los trenes de tratamiento y no ocupan un área significativa.

A continuación, se hace una breve descripción de cada tren de tratamiento preseleccionado indicando las estructuras que los componen y su aporte al área total.

4.5.4.3.1 Cálculos para predimensionamiento del tren de tratamiento 1

Este tren de tratamiento consiste en una estructura de pretratamiento, sedimentador primario, filtro percolador, sedimentador secundario, espesador, digestor anaerobio, tanque de contacto de cloro y caseta de operación.

- Sedimentador primario

Para realizar el predimensionamiento del sedimentador primario se tuvieron en cuenta los requisitos mínimos de diseño estipulados en el artículo 189 la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio que se resumen en la Tabla 15

Tabla 15. Requisitos mínimos de diseño para sedimentador primario.

Requisito	Caudal medio	Caudal máximo horario
Tasa mínima de desbordamiento superficial (TDS)	30 – 50 m/día	80 – 120 m/día
Profundidad	2,5 – 4 m	2,5 – 4 m
Tiempo de retención hidráulico	1,5 – 2,5 h	1,5 – 2,5 h

Fuente: Artículo 189, de la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio

Primero, utilizando la ecuación 15, se calculó el área del sedimentador primario para el caudal medio de diseño con una TDS de 40 m³/m²*día según rango establecido en la Tabla 15 y para el caudal máximo horario con una TDS de 66 m³/m²*día, que se sale del rango debido a que, con un valor mayor, no se cumple el tiempo de retención hidráulico.

$$Ased = \frac{Q}{TDS} \quad (\text{Ecuacion 15})$$

Donde:

Ased: Área del Sedimentador

Q: caudal

TDS: Tasa mínima de desbordamiento superficial

Segundo, se escogió la mayor de las áreas calculadas y se estimó el volumen del sedimentador primario con la ecuación 16

$$Vsed = Ased * h \quad (\text{Ecuación 16})$$

Donde:

Vsed: Volumen del sedimentador primario

Ased: Área del Sedimentador primario

h: profundidad del sedimentador (se estableció como 4 m según rango estipulado en la Tabla 15)

Tercero, finalmente teniendo el volumen del sedimentador y el caudal con que se obtuvo la mayor área, se verificó que el tiempo de retención hidráulico estuviera dentro del rango establecido en la Tabla 15, con la ecuación 17.

$$t = \frac{V_{sed}}{Q} \text{ (Ecuación 17)}$$

Donde:

t: tiempo de retención hidráulico en el sedimentador

- Filtro percolador

Para realizar el predimensionamiento del filtro percolador se tuvieron en cuenta los requisitos mínimos de diseño estipulados en el artículo 189 la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio que se resumen en la Tabla 16.

Tabla 16 Requisitos mínimos de diseño para un Filtro percolador.

Requisito	Alta tasa plástico
Carga hidráulica (m ³ /m ² d)	10-75
Carga orgánica volumétrica (kg/m ³ ·d)	0,6-3.2
Profundidad del filtro (m)	3-12,2

Fuente: artículo 189 la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio

Primero, con la ecuación 18 se calculó la carga orgánica del afluente al mismo para el caudal máximo mensual, que es lo que queda después de la remoción del 35% de la DBO realizada en el sedimentador primario como se puede observar a continuación:

$$Co = \text{carga } DBO_5 \text{ del vertimiento} * (1 - 0,35) \text{ (Ecuación 18)}$$

Donde:

Co: carga orgánica del afluente al filtro (kg/día)

Segundo, utilizando la ecuación 19, se calculó el volumen del filtro con la carga orgánica del afluente determinada anteriormente y una carga orgánica volumétrica de 2 Kg/m³*día según rango establecido en la Tabla 16

$$V_{filtro} = \frac{C_o}{C_{o_v}} \quad (Ecuación 19)$$

Donde:

Vfiltro: Volumen del filtro

C_{o_v}: carga orgánica volumétrica

Tercero, se determinó el área de filtró con la ecuación 20.

$$A_{filtro} = \frac{V_{filtro}}{D} \quad (Ecuación 20)$$

Donde:

Afiltro: área del filtro

D: profundidad del medio filtrante (se estableció como 3,5 m según rango estipulado en la Tabla 16)

Cuarto, finalmente utilizando la ecuación 21, se verificó si con el área determinada anteriormente la carga hidráulica cumple con el rango establecido en la Tabla 16 para el caudal máximo mensual y caudal medio de diseño

$$C_H = \frac{Q}{A_{filtro}} \quad (Ecuación 21)$$

Donde:

C_H: Carga hidráulica

- Sedimentador secundario

Para realizar el predimensionamiento del sedimentador secundario se tuvieron en cuenta los requisitos mínimos de diseño estipulados en la literatura (Rojas,2004) que se resumen en la Tabla 17.

Tabla 17 Requisitos mínimos de diseño para el Sedimentador secundario.

Requisito	Caudal medio	Caudal máximo horario
Tasa mínima de desbordamiento superficial (TDS)	16-24 m/día	41-49 m/día
Profundidad	3 – 3,7 m	3 – 3,7 m
Tiempo de retención hidráulico	2 – 3,5 h	2 – 3,5 h

Fuente: (Rojas,2004)

Primero, utilizando la ecuación 15, se calculó el área del sedimentador secundario para el caudal medio de diseño con una TDS de $18 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ y para el caudal máximo horario con una TDS de $44 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ según los rangos establecidos en la Tabla 17.

Segundo, se escogió la mayor de las áreas calculadas y se estimó el volumen del sedimentador secundario con la ecuación 16 con profundidad de 3,7 según el rango estipulado en la Tabla 17.

Tercero, finalmente teniendo el volumen del sedimentador y el caudal con que se obtuvo la mayor área, se verificó que el tiempo de retención hidráulico estuviera dentro del rango establecido en la Tabla 17, con la ecuación 17.

- Tanque de contacto de cloro

Para realizar el predimensionamiento del tanque de contacto de cloro se estableció un tiempo de contacto de cloración de 30 minutos y una profundidad del tanque de 3 metros teniendo en cuenta lo recomendado en la literatura (Guereca et al.,2013).

Primero se determinó el volumen del tanque para el caudal máximo diario con la ecuación 22.

$$V_{\text{clor}} = Q * t_{\text{clor}} \text{ (Ecuación 22)}$$

Donde:

V_{clor}: volumen del tanque de cloración

t_{clor}: tiempo de contacto para la cloración

Segundo, se determinó el área del tanque de cloración con la ecuación 23.

$$A_{clor} = \frac{V_{clor}}{\text{profundidad del tanque de cloración}} \quad (\text{Ecuación 23})$$

Donde:

A_{clor}: área del tanque de cloración

- Espesador de lodos

Las ecuaciones y parámetros para predimensionar el espesador de lodo se tomaron del libro “Ingeniería de agua residual-tratamiento y reutilización” (Melcaft&Eddy,1995), entre los parámetros tenemos la constante característica del medio filtrante (n) y un coeficiente de producción de biomasa (Y) de 0,5 m y 0,75 kgSST / kgDBOremovida respectivamente.

Primero se determinó la carga de solidos suspendidos SST removida en el sedimentador primario con la ecuación 24

$$\text{Carga SST removida} = \frac{E_R}{100} * \text{Carga SST} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Donde:

E_R: Eficiencia de remoción (35% según lo estipulado en la Tabla 13)

Carga SS: Carga de solidos suspendidos del vertimiento (2555,1489 kg/d)

Segundo, con la ecuación 25, se efectuó el cálculo de la concentración de DBO del afluyente al filtro (sin recirculación), que es lo que queda después de la remoción del 35% de la DBO realizada en el sedimentador primario se calcula de la siguiente manera:

$$S_o = \text{concentración DBO}_5 \text{ del vertimiento(mg/L)} * (1 - 0.35) \quad (\text{Ecuación 25})$$

Donde

So: concentración de DBO del afluente al filtro (sin recirculación)

Tercero se halló la constante de trazabilidad (K) sin recirculación con la ecuación 26 y la Tabla 18

$$K = K_1 \times \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{0.5} \times \left(\frac{S_1}{S_2}\right)^{0.5} \times \left(\frac{a}{90}\right)^{0.5} \times 1.035^{(T-20)} \quad (\text{Ecuación 26})$$

Donde

K: Constante normalizada a la prof del filtro y DBO5 del aflu sin recirculación

K1: Constante a una prof de 6,1 m y DBO5 aflu de 150 mg/l (dato empírico, Tabla 18=0.21)

D1: Profundidad del filtro experimental (m) (dato empírico, Tabla 18=6.1)

D2: Profundidad del filtro diseño = 3.5 m (D2=D)

S1: Concentración DBO5 a la entrada del filtro (dato empírico, Tabla 18 =150 g/m³)

S2: Concentración DBO5 afluente al filtro sin recirculación (S2=So)

a: Coeficiente que depende de lecho filtrante m²/m³ (dato suministrado por proveedor Brentwood industries,Inc) = 98

T: Temperatura= 18°C según lo estipulado en la Tabla 3

Tabla 18 Constante de tratabilidad según estudio de Dow Chemical Company con profundidad=6,1 m, concentración entrada=150 mg/l,20°C

Type of wastewater	K ₁ value, (1/s) ^{0.5} /m ²
Domestic	0,21
Fruit conning	0,181
Kraft mill	0,108
Meat packing	0,216
Pharmaceutical	0,221
Potato processing	0,351
Refinery	0,059
Sugar processing	0,165
Sybthetic dairy	0,17

Type of wastewater	K ₁ value, (1/s) ^{0,5} /m ²
Textile mil	0,107

Fuente:(Jaramillo, 2016).

Cuarto, se determinó la concentración de DBO del efluente con la ecuación 27 conocida como ecuación de Esckenfelder (1963), que se utiliza solo cuando no se presenta recirculación

$$S_e = S_o * \text{EXP} \left(\frac{-K * D}{C_H^n} \right) \text{ (Ecuación 27)}$$

Donde

Se: concentración de DBO del efluente

n: constante característica del medio filtrante

C_H: carga hidráulica para el caudal medio de diseño calculada para el filtro percolador en (L/m²d)

Quinto, una vez determinados todos los parámetros anteriores se calcula la producción de lodos en el filtro para el caudal medio de diseño (P_x) con la ecuación 28

$$P_x = Q * (Y * (S_o - S_e)) * 0,001 \text{ (Ecuación 28)}$$

Donde

P_x: Producción de lodos en el filtro

Y: Coeficiente de producción de biomasa

Sexto, se efectúa la operación para hallar la producción de lodos total con la ecuación 29

$$P \text{ Lodos} = \text{Carga SST removida} + P_x \text{ (Ecuación 29)}$$

Donde

P Lodos: Producción de lodos total

Séptimo, finalmente se calcula el área del espesador de lodos con la ecuación 30, donde la carga de lodos (CS) se estipulo como 40 Kg/m²*día, de acuerdo a los requisitos mínimos de

diseño estipulado en el artículo 211 de la Resolución 0330 de 2017, que se resumen en la Tabla 19.

Tabla 19 Criterios de diseño para espesadores de lodos por gravedad.

Tipo de lodo	Carga de lodos (Kg/m ² *día)
Lodo secundario de filtro biológico	40-50
Lodo secundario de lodos activados	20-40

Fuente: artículo 211 de la Resolución 0330 de 2017

$$A_{\text{Espesador}} = \frac{P \text{ Lodos}}{CS} \quad (\text{Ecuación 30})$$

- Digestor anaerobio

Para realizar el predimensionamiento del digestor anaerobio se utilizaron las ecuaciones y parámetros recomendados en libro “Ingeniería de agua residual-tratamiento y reutilización” (Melcaft&Eddy,1995), los parámetros se presentan en la Tabla 20.

Tabla 20.Recomendaciones de diseño para digestores anaerobios

Parámetro	Valor
captura de SS en el espesador	95%
concentración de SS de lodo excedente	50 mgSS/L
relación SSV/SS lodo excedente	77%
altura del digestor	6 m

Fuente: Melcaft&Eddy,1995

Primero se determinó la carga de SS afluente al digestor con la ecuación 31

$$\text{Carga de SS afluente al digestor} = P_{\text{Lodos}} * \text{captura de SS en espesador} \quad (\text{Ecuación 31})$$

Donde

P_{Lodos}: producción de lodos total calculada para el espesador

Segundo, se calculó el caudal de lodos con la ecuación 32

$$Q_{lodo} = \frac{\text{Carga de SS afluyente al digestor}}{\text{concentración de SS de lodo excedente}} \quad (\text{Ecuación 32})$$

Donde

Q_{lodo} : caudal de lodos

Tercero, se halló el volumen del digestor con la ecuación 33

$$V_{dig} = t * Q_{lodo} \quad (\text{Ecuación 33})$$

Donde

V_{dig} : volumen del digestor

t: tiempo de retención hidráulico

Cuarto se determinó el área del digestor anaerobio con la ecuación 34

$$A_{dig} = \frac{V_{dig}}{\text{altura del digestor}} \quad (\text{Ecuación 34})$$

Donde:

A_{dig} : área del digestor

Quinto, se calculó la carga de SSV afluyente al digestor con la ecuación 35

$$\text{Carga de SSV} = \text{carga de SST afluyente dig} * \frac{\text{relación } \frac{SSV}{SS} \text{ lodo excedente}}{100} \quad (\text{Ecuación 35})$$

Sexto, finalmente se halló la carga orgánica volumétrica en el digestor con la ecuación 36 y se verificó si cumple con los rangos estipulados en la tabla 43 del artículo 211 de la resolución 0330 del 2017 que son entre 1,6 a 4,8 kgSSV/m³d

$$\text{carga orgánica} = \frac{\text{carga de SSV afluyente al digestor}}{V_{dig}} \quad (\text{Ecuación 36})$$

4.5.4.3.2 Cálculos para predimensionamiento del tren de tratamiento 2

Este tren de tratamiento consiste en una estructura de pretratamiento, sedimentador primario, reactor de lodos activados, sedimentador secundario, espesador, digestor anaerobio, tanque de contacto de cloro y caseta de operación.

- Sedimentador primario

Para calcular el área del sedimentador primario se sigue la misma metodología que para el tren de tratamiento 1 y se utilizan los mismos parámetros de diseño.

- Reactor de lodos activados

Para realizar el predimensionamiento del reactor de lodos activados se tuvieron en cuenta los requisitos mínimos de diseño estipulados en el artículo 193 la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio que se resumen en la Tabla 21.

Tabla 21 Requisitos mínimos de diseño para reactor de lodos activados convencional.

Requisito	Proceso convencional
Carga orgánica volumétrica (LV)	0,3-0,7 KgDBO/m ³ d
Tiempo de retención (td)	4-8 h

Fuente: artículo 193 la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio

Primero, utilizando la ecuación 37, se calculó el volumen del reactor con la carga orgánica del afluente determinada anteriormente y una carga orgánica volumétrica de 0,7 Kg DBO/m³*día según rango establecido en la Tabla 21

$$V_{reactorl} = \frac{Co}{LV} \quad (\text{Ecuación 37})$$

Donde:

V_{reactorl}: Volumen del reactor de lodos

LV: carga orgánica volumétrica para lodos activados

Segundo, se determinó el área del reactor de lodos con la ecuación 38 con una altura del reactor de 3,5 elegida a criterio ingenieril

$$A_{\text{reactor l}} = \frac{V_{\text{reactor l}}}{\text{altura del reactor}} \quad (\text{Ecuación 38})$$

Donde:

$A_{\text{reactor l}}$: área del reactor de lodos

Tercero, finalmente utilizando la ecuación 39, se verificó si con el volumen determinado anteriormente el tiempo de retención cumple con el rango establecido en la Tabla 21 para todos los caudales de diseño (caudal máximo mensual y caudal medio de diseño)

$$td = \frac{V_{\text{reactor l}}}{Q} \quad (\text{Ecuación 39})$$

Donde:

td : tiempo de retención (días)

- Sedimentador secundario

Para realizar el predimensionamiento del sedimentador secundario se sigue la misma metodología que para el tren de tratamiento 1 y se utilizan los mismos parámetros de diseño.

- Área del tanque de contacto de cloro

Para realizar el predimensionamiento del tanque de contacto de cloro se sigue la misma metodología que para el tren de tratamiento 1 y se utilizan los mismos parámetros de diseño.

- Espesador de lodos

Para realizar el predimensionamiento del espesador de lodos provenientes de tren de lodos convencionales se utilizaron las ecuaciones y parámetros recomendados en libro “Ingeniería de agua residual-tratamiento y reutilización” (Melcaft&Eddy,1995), los parámetros se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22.Recomendaciones de diseño para Espesador de lodos provenientes de tren de lodos convencionales.

Parámetro	Valor
Concentración de sustrato a la mitad de la tasa máxima específica (Ks)	80 mg DBO/L
tasa máxima específica de utilización del sustrato (K)	5 d ⁻¹
coeficiente de rendimiento de sustrato (Y _s)	0,45 mgSSV/mgDBO
Coeficiente respiración endógena(K _d)	0,1 d ⁻¹
Edad de lodos (θ _c)	10d
Inorgánicos que entran con afluente (xii)	15 mg/L
relación SSV/SS	0,69

Fuente: Melcaft&Eddy,1995

Primero, se calcula la concentración de DBO soluble con la ecuación 40

$$S_{sol} = \frac{Ks \times (1 + K_d \times \theta_c)}{\theta_c \times (Y_s \times K - K_d) - 1} \quad (\text{Ecuación 40})$$

Donde

S_{sol}: concentración de DBO soluble del efluente(mg/L)

Ks: concentración de sustrato a la mitad de la tasa máxima específica

K: tasa máxima específica de utilización del sustrato

Segundo, se determinó la biomasa activa en el reactor (X_a) con la ecuación 41 con el tiempo de retención hallado anteriormente para el caudal medio de diseño

$$X_a = \frac{Y_s \times (S_o - S_{sol})}{1 + K_d \times \theta_c} \times \frac{\theta_c}{td} \quad (\text{Ecuación 41})$$

Tercero, se calcularon los sólidos inertes (X_i) con la ecuación 42

$$X_i = \frac{\theta_c}{0,2} \quad (\text{Ecuación 42})$$

Cuarto, se estimo el X total con la ecuación 43

$$X_{total} = X_i + X_a \quad (\text{Ecuación 43})$$

Quinto, se determinaron los sólidos suspendidos del efluente (X_{ef}) con la ecuación 44

$$X_{ef} = \left(\frac{X_{total}}{185} \right) * 2,71828^{0,000325 * X_{total}} \quad (\text{Ecuación 44})$$

Sexto, se calculó la concentración de DBO suspendida (S_{sus}) con la ecuación 45

$$S_{sus} = X_{ef} * \frac{160}{113} \quad (\text{Ecuación 45})$$

Séptimo, se determinó la concentración de DBO total del efluente (S) con la ecuación 46

$$S = S_{sol} + S_{sus} \quad (\text{Ecuación 46})$$

Octavo, se estimó la producción de lodos en el reactor (P_x) con la ecuación 47 para el caudal de tratamiento mensual en ($m^3/día$)

$$P_x = Q \left[\frac{Y_s \times (S_o - S)}{1 + K_d \times \theta_c} \times (1 + 0,1 \times K_d \times \theta_c) + x_{ii} \right] \times 0,001 \quad (\text{Ecuación 47})$$

Noveno, se determina la producción de lodos total con la ecuación 48

$$P_{Lodos} = \frac{P_x}{\text{relación } \frac{SSV}{SS}} \left(\frac{kgSST}{d} \right) + \text{Carga ss removida} \left(\frac{Kg}{día} \right) \quad (\text{Ecuación 48})$$

Quinto, finalmente se calcula el área del espesador con la ecuación 30, donde la carga de lodos (CS) se tomó como $40 \text{ Kg/m}^2 \cdot \text{día}$, de acuerdo a lo estipulado en la *Tabla 19*.

- Área del digestor anaerobio

Para calcular el área del digestor anaerobio se sigue la misma metodología que para el tren de tratamiento 1 y se utilizan los mismos parámetros de diseño, a excepción de la producción de lodos total pues se toma la obtenida en el tren de tratamiento 2 y la concentración de SS lodo excedente en la que se toma un valor de 40 mgSS/L.

4.5.4.3.3 Cálculos para predimensionamiento del tren de tratamiento 3

Este tren de tratamiento consiste en una estructura de pretratamiento, laguna anaerobia, laguna facultativa, laguna de maduración, tanque de contacto de cloro y caseta de operación.

- Laguna anaerobia

Para realizar el predimensionamiento de las lagunas anaerobias se tuvieron en cuenta los requisitos mínimos de diseño estipulados en el artículo 198 de la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio que se resumen en la Tabla 23.

Tabla 23 Requisitos mínimos de diseño para reactor de lagunas anaerobias.

Requisito	valores
Carga orgánica volumétrica (gDBO ₅ /m ³ d)	100 a 500
Tiempo de retención td (días)	1 a 3
Profundidad (m)	2,5 a 5

Fuente: artículo 198 de la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio

Primero, utilizando la ecuación 49, se calculó el volumen de la laguna anaerobia con la carga orgánica de DBO₅ del vertimiento (kg/día) y una carga orgánica volumétrica de 200 g DBO/m³*día según rango establecido en la Tabla 23

$$V_{lagana} = \frac{\text{carga DBO}_5 \text{ del vertimiento}}{Co_v} \quad (\text{Ecuación 49})$$

Donde:

Vlagana: Volumen de laguna anaerobia

Segundo, se determinó el área la laguna anaerobia mediante la ecuación 50 con una profundidad de 3,5 m según rango estipulado en la Tabla 23

$$Alagana = \frac{Vlagana}{profundidad\ de\ la\ laguna\ anaerobia} \text{ (Ecuación 50)}$$

Donde:

Alagana: área de la laguna anaerobia

Tercero, finalmente utilizando la ecuación 51, se verificó si con el volumen determinado anteriormente el tiempo de retención cumple con el rango establecido en la Tabla 23 para todos los caudales de diseño (caudal máximo mensual y caudal medio de diseño)

$$td = \frac{Vlagana}{Q} \text{ (Ecuación 51)}$$

- Laguna facultativa

Para realizar el predimensionamiento de las lagunas facultativas se tuvieron en cuenta los requisitos mínimos de diseño estipulados en el artículo 199 de la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio que se resumen en la Tabla 24.

Tabla 24 Requisitos mínimos de diseño lagunas facultativas.

Requisito	Valores
Carga orgánica volumétrica (KgDBO ₅ /ha.día)	100-350
Tiempo de retención td (días)	5 a 30
Profundidad (m)	1,5 a 2,5

Fuente: artículo 199 de la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio.

Primero, se calculó la carga orgánica del afluente al mismo, que es lo que queda después de la remoción del 50% de la DBO realizada en la laguna anaerobia como se puede observar a continuación:

$$Cof = \text{carga orgánica } DBO_5 \text{ del vertimiento } \left(\frac{kg}{\text{día}} \right) * (1 - 0,5) \quad (\text{Ecuación 52})$$

Segundo, utilizando la ecuación 53, se calculó el área de la laguna facultativa con la carga orgánica de DBO_5 del afluente a la laguna facultativa ($kg/día$) y una carga orgánica volumétrica de $150 \text{ Kg}DBO_5/ha. \text{ día}$ según rango establecido en la Tabla 24.

$$Alagf = \frac{Cof}{Co_v} \quad (\text{Ecuación 53})$$

Tercero, se determinó el volumen de la laguna facultativa con la ecuación 54 estableciendo una profundidad de 2 metros según lo establecido en Tabla 24.

$$Vlagf = Alagf * \text{profundidad de la laguna facultativa} \quad (\text{Ecuación 54})$$

Donde

Alagfac: área de la laguna facultativa

Cuarto, finalmente utilizando la ecuación 55, se verificó si con el volumen determinado anteriormente el tiempo de retención cumple con el rango establecido en la Tabla 24 para todos los caudales de diseño (caudal máximo mensual, caudal máximo horario y caudal medio de diseño)

$$td = \frac{Vlagf}{Q} \quad (\text{Ecuación 55})$$

- Laguna de maduración

Para realizar el predimensionamiento las lagunas de maduración se estableció un tiempo de retención mínimo de 5 días parámetros y profundidades de 1 a 1,5 m teniendo en cuenta lo recomendado en la literatura (Rojas,2004).

Inicialmente se calculó el volumen de la misma multiplicando el caudal medio de diseño por el tiempo de retención y luego se estimó el área de la laguna dividiendo el volumen hallado entre profundidad de la laguna que se determinó como 1,5 m según lo recomendado.

Los resultados del predimensionamiento de los tres trenes de tratamiento se presentan en la Tabla 37 de resultados.

4.5.4.4 Estimación de costos de inversión para alternativas de trenes de tratamiento

Los costos de inversión son aquellos relacionados con el diseño y construcción de las facilidades de tratamiento. En este numeral se estimaron los costos de inversión para cada uno de los procesos unitarios de los trenes preseleccionados, luego se sumaron para cada tren y posteriormente se estimaron los costos de inversión totales. En esta estimación de costos de inversión no se tiene en cuenta el precio del pretratamiento, ni de la caseta de operación, debido a que son las mismas para todos los trenes de tratamiento y no tienen un costo significativo.

Para estimar los costos de inversión se utilizaron los modelos planteados en la Tabla 7.1 del libro Tratamiento de Aguas Residuales (Teoría y Principios de Diseño) (Rojas,2004), que se resumen en la Tabla 25; estos presentan el costo de cada proceso unitario (representado por C) en dólares para el año 1978 en función del caudal medio de diseño en m³/día.

Tabla 25 Costos de inversión de procesos unitarios para PTAR.

Proceso de tratamiento de aguas residuales	Ecuación de costo
Sedimentador primario	$C=375Q^{0.7}$
Filtro percolador (incluye reactor y sedimentador secundario)	$C=8271Q^{0.46}$
Lodos activados (incluye reactor y sedimentador secundario)	$C=1076Q^{0.75}$
Tanque de contacto de cloro	$C=299Q^{0.65}$
Espesador	$C=216Q^{0.70}$
Digestor anaerobio	$C=137Q^{0.92}$
Laguna estabilización (incluye laguna anaerobia, facultativa y de maduración)	$C=2836Q^{0.67}$

Fuente: (Rojas,2004)

Por consiguiente, fue necesario actualizar los modelos con el Índice de Costo de Construcción (ICC) para el año 2020 que fue de 222,30 y modificarla con valores en pesos colombianos utilizando una tasa de cambio de \$3648,85 (Banco de la Republica de Colombia,2020).

Una vez seleccionado el tren de tratamiento a diseñar, se realizarán los estudios específicos que permitan determinar el presupuesto real para las obras; sin embargo, este numeral permite obtener unos costos aproximados.

Los resultados de la estimación de costos de inversión de los tres trenes de tratamiento se presentan en la Tabla 38 de resultados.

4.5.4.5 Estimación de costos de operación y mantenimiento para alternativas de trenes de tratamiento

El criterio de costos operativos y de mantenimiento incluye los costos que pueden generarse en el tiempo de vida útil del proyecto (25 – 30 años) y que están asociados a los insumos, personal, repuestos, monitoreos, consumos eléctricos, adición de químicos, etc., y que a medida que el nivel de tratamiento requerido sea mayor, tenderán a aumentar.

Los costos de operación se estiman de manera similar a la aproximación que se tuvo para calcular los costos de inversión; es decir, se tomaron modelos construidos por la experiencia de operación en diferentes tecnologías, se actualizaron con el ICC para el año 2020 y se convirtieron a pesos colombianos. Para los trenes de lodos activados convencionales y lagunas de estabilización se utilizó la estimación de costos operativos por m³ de agua residual que aparece en la Figura 18 del artículo de Noyola et al (2012) en caudales de 25 a 525 L/s y en el caso del tren de filtro percolador se tomó el modelo planteado en la Tabla 7.7 del libro Tratamiento de Aguas Residuales (Teoría y Principios de Diseño) (Rojas,2004).

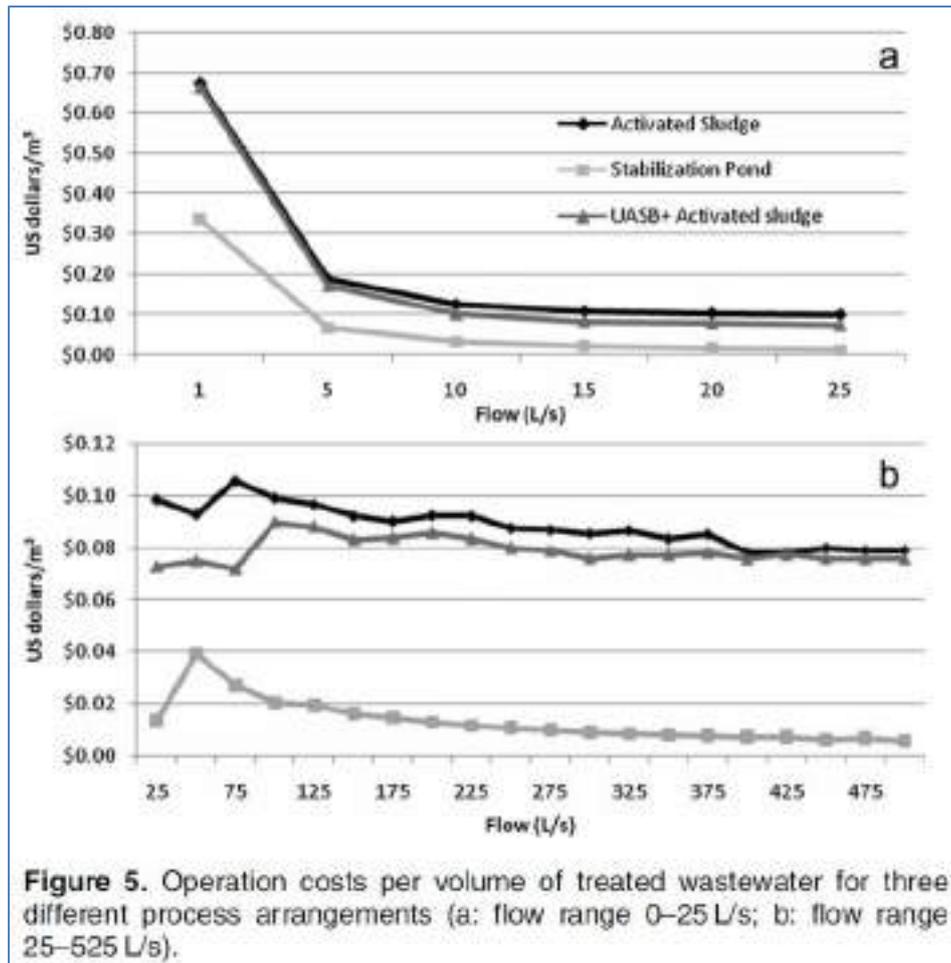


Figura 17. Costo de operación por m³ de agua residual tratada para tres procesos de tratamiento diferentes

Fuente: (Guereca et al.,2012)

Los resultados de la estimación de costos de inversión de los tres trenes de tratamiento se presentan en la Tabla 39 de resultados.

4.5.4.6 Análisis matricial multicriterio

La metodología adoptada para la selección final del tren de tratamiento a diseñar, es la propuesta por Noyola , Sagastume & Guereca (2013) de la Universidad Nacional Autónoma de México; la cual, se fundamenta en un análisis matricial, donde se evalúan y ponderan diferentes criterios técnicos, sociales, ambientales y económicos de mínimo dos posibles trenes de tratamiento preseleccionados. La Figura 19 presenta el modelo de matriz adoptada para el análisis de cada tren de tratamiento.

No	%	Proceso evaluado:	CALIFICACIÓN 0-no aplica 1- deficiente 3- adecuado 5- Muy bueno	D/S (Excepto en renglones 7.3, 8.3, 9.6 y 10.7)	Ex B
1		APLICABILIDAD DEL PROCESO			
2		GENERACIÓN DE RESIDUOS			
3		ACEPTACIÓN COMUNIDAD			
4		GENERACIÓN DE SUBPRODUCTOS CON VALOR ECONÓMICO O DE REUSO			
5		VIDA ÚTIL			
6		REQUERIMIENTO DE ÁREA			
7		COSTO			
7.1		Inversión			
7.2		Operación y mantenimiento			
7.3		Sumar las casillas 7.1 D y 7.2 D y dividir el total entre 10. El resultado anotarlo en la casilla 7.3 E			
8		DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN			
8.1		Tecnología ampliamente probada			
8.2		Complejidad en la construcción y equipamiento			
8.3		Facilidad de modulación o ampliación			
8.3		Sumar las casillas 8.1C, 8.2C y 8.3 C y dividir el total entre 15. El resultado anotarlo en la casilla 8.3E			
9		OPERACIÓN			
9.1		Flexibilidad de operación			
9.2		Confiablez del proceso			
9.3		Complejidad de operación del proceso			
9.4		Requerimiento de personal			
9.5		Disponibilidad de repuestos y centros de servicio			
9.6		Sumar las casillas 9.1D, 9.2D, 9.3D, 9.4D y 9.5D y dividir el total entre 25. El resultado anotarlo en la casilla 9.6E			
10		ENTORNO			
10.1		Influencia de la temperatura			
10.2		Producción de ruido			
10.3		Contaminación visual			
10.4		Producción de malos olores			
10.5		Generación de gases efecto invernadero (huella de Carbono)			
10.6		Condiciones para la producción de animales dañinos (roedores, moscas, etc)			
10.7		Sumar las casillas 10.1D, 10.2D, 10.3D, 10.4D, 10.5D, 10.6D y dividir el total entre 30. El resultado anotarlo en la casilla 10.7E			
11	100	SUMAR LOS VALORES DE LA COLUMNA F Y ANOTAR EN LA CASILLA 11E			

Figura 18. Modelo matriz de decisión para evaluación y selección de alternativas.

FUENTE: (Guereca et al, 2013)

Inicialmente, a cada uno de los criterios mencionados anteriormente, se les asigna un porcentaje de ponderación entre 0 a 100% que refleja la importancia de los mismos dentro del proyecto; luego, se les da una calificación de 1 a 5 cuando aplique, 1 cuando el tren de tratamiento evaluado cumpla con el criterio en forma deficiente, 3 cuando cumpla con los aspectos de manera adecuada y 5 cuando el proceso cumpla con los aspectos evaluados en forma muy buena o excelente, al final de la evaluación, la alternativa con mayor puntuación será la que obtenga la mejor posibilidad técnica, ambiental y económica para ser implementada. Para los criterios de costos de inversión y costos de operación y mantenimiento, se calificará con 1 al tren de tratamiento con los costos respectivos más altos y 5 al que tenga los más bajos. De igual

forma para el requerimiento de área, 1 para el que ocupe la mayor área y 5 al que ocupe la menor área.

De acuerdo al artículo 14 de la Resolución 330 de 2017 la “comparación de alternativas y selección de la alternativa viable”, la matriz propuesta cumple con los ítems propuestos por la norma como se describe a continuación.

El **criterio de sostenibilidad económica**, el cual analiza la disponibilidad de recursos para la inversión y operación teniendo en cuenta múltiples variables, es evaluado dentro de la matriz en los factores de “Costo”, “Generación de residuos”, “Requerimiento de área” y “Vida útil”.

El **criterio de sostenibilidad técnica**, es evaluado dentro de la matriz en los factores de “Operación”, “Diseño y construcción” y “Aplicabilidad del proceso”.

El **criterio de sostenibilidad ambiental**, es evaluado dentro de la matriz en los factores de “Entorno e impacto ambiental” y “Generación de subproductos con valor económico de uso”

El **criterio de sostenibilidad social**, es evaluado dentro de la matriz en los factores de “Aceptación por parte de la comunidad” y “Entorno e impacto ambiental”, el cual también hace parte del criterio de sostenibilidad ambiental.

La Tabla 26 presenta la ponderación asignada a cada criterio de evaluación para su posterior calificación.

Tabla 26 Ponderación criterios de evaluación para matriz

FACTOR EVALUADO	OBSERVACIONES	PONDERACIÓN ASIGNADA
Aplicabilidad del proceso	El proceso seleccionado, debe ser acorde con la calidad de las aguas residuales a tratar y tolerante a variaciones de flujo y carga	5
Generación de residuos	La gestión de residuos genera costos adicionales durante la operación, por lo tanto, entre menos residuos se generen, se favorece la operación. Por ahora se tiene	5

	proyectado que los residuos sean trasladados al relleno sanitario de la ciudad.	
Aceptación por parte de la comunidad	Debido que el proyecto está destinado tratar las aguas residuales de proyectos de vivienda, es necesario que el tren de tratamiento propuesto, no genere percepciones negativas en los habitantes de los alrededores, debido a que esto puede afectar de manera significativa la adquisición y ventas de viviendas a futuro.	3
Generación de subproductos con valor económico de uso	Por ahora, no se tiene proyectado ningún uso económico para los lodos generados y tratados en la planta.	2
Vida útil	El proyecto tiene un horizonte de diseño de 25 años, pero entre más durable sea la planta, mucho mejor	5
Requerimiento de área	Si bien se cuenta con un lote amplio para el proyecto, es necesario tener en cuenta que a futuro se tiene proyectado la construcción de urbanizaciones de vivienda. Lo cual implica que si el tratamiento ocupa demasiada área, esta no se podrá aprovechar para proyectos futuros	10
Costo	Es importante que los costos de inversión y de operación sean los más bajos posibles, ya que la PTAR será operada por IBAL y plantas que operativamente sean muy costosas, pueden genera cargas económicas importantes en la empresa o ser rechazada por el operador.	20
Diseño y construcción	Se necesita que el tren de tratamiento no sea complejo constructivamente, que los equipos sean relativamente sencillos y fáciles de conseguir con diferentes representantes en Colombia; que se pueda construir por módulos o fases. Lo anterior es importante para la viabilidad del proyecto a futuro.	30

Operación	Se desea que la operación sea simple, flexible, confiable; que el operador no tenga que ser calificado o que su capacitación sea fácil de adquirir; que la operación del proceso no dependa de empresas específicas y que el proceso sea conocido en el entorno.	10
Entorno e impacto ambiental	Debido a la cercanía con proyectos de vivienda, es necesario que la generación de olores, vectores, roedores sea lo menor posible.	5
TOTAL SUMA		100

Fuente: elaboración propia.

Los resultados de la selección del tren de tratamiento se presentan en la Tabla 40 de resultados.

4.5.5 Metodología de diseño del tren de tratamiento seleccionado

A partir del análisis de alternativas previamente realizado se concluyó que el tren de tratamiento 1 (sedimentador primario con filtro percolador) es el que más se adecua a las características y necesidades del municipio de Pamplona. A continuación, se describe la metodología empleada para diseñar las principales estructuras que conforman la PTAR.

- Diseño de las rejillas

Para diseñar las rejillas se utilizaron las ecuaciones y parámetros recomendados en libro “Tratamiento de Aguas Residuales (Teoría y Principios de Diseño)” (Rojas,2004), los parámetros se presentan en la Tabla 27.

Tabla 27 Recomendaciones de diseño para rejillas

Parámetro	Rango
Ángulo de inclinación	30-45°
Espesor de las barras (S) (cm)	0,5-1,5
Espaciamiento entre rejillas (b) (cm)	4-10
Perdida de carga permisible(cm)	15

Velocidad entre barras (Vmb) (m/s)	0,3-1,4
---------------------------------------	---------

Fuente: (Rojas,2004)

Para cada una de las barras de las rejillas se establece un espesor de 1,27 cm, un espaciamiento entre rejillas de 6 cm, además se escogió un ángulo de inclinación con la horizontal de 45 para ambas. Se estipuló una velocidad de aproximación de 1 m/s según el rango (0,3 a 1,2 m/s) dado como requisito de diseño para rejillas en el artículo 186 de la resolución 0330 del 2017 y se supuso un ancho del canal de 0,6 m

El diseño de las rejillas se determinó mediante las siguientes ecuaciones:

Primero, se calculó el área transversal del canal de entrada (mojada) con la ecuación 56 para el caudal máximo horario

$$A_{canal} = \frac{Q}{V_a} \quad (\text{Ecuación 56})$$

Donde

A_{canal}: área transversal del canal de entrada(mojada)

V_a: velocidad de aproximación

Segundo, se determinó la altura de la lámina de agua con la ecuación 57

$$\text{Altura de la lámina de agua} = \frac{A_{canal}}{w} \quad (\text{Ecuación 57})$$

Donde:

w=ancho del canal

Es importante aclarar que para garantizar esta altura de la lámina de agua dentro de la estructura se ubica un dispositivo hidráulico aguas abajo a la salida de cada desarenador, en este caso vertederos tipo sutro. Estos vertederos controlan la lámina aguas arriba y tienen la capacidad de dejar pasar un caudal directamente proporcional a la carga, lo que permite mantener una velocidad de salida similar para diferentes caudales.

Tercero, utilizando el área determinada anteriormente se verifica que las velocidades de aproximación para el caudal máximo mensual y caudal medio de diseño se encuentren dentro del rango.

Cuarto, mediante la ecuación 58 se calculó el número de barras

$$Nb = \frac{w}{b - S} \quad (\text{Ecuación 58})$$

Donde:

Nb: Número de barras

b: Espaciamiento entre barras

S: Espesor de la barra

Por lo tanto, el número de espacios entre barras se hallaría sumándole 1 al número de barras.

Quinto, se determinó el factor B de pérdida se determinó con la ecuación de Kirschmer que se encuentra a continuación

$$B = \beta * \left(\frac{S}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen}(\theta) \quad (\text{Ecuación 59})$$

Donde

B: pérdida de energía

β: factor de forma de las barras

θ: ángulo de inclinación de las barras

El factor de forma se obtiene de la Tabla 28, la cual hace referencia a las diferentes formas de rejillas.

Tabla 28 Coeficiente de pérdida para rejillas

Forma	A	B	C	D	E	F	G
β	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

Fuente: Ras 2000- título E-Tabla E.4.6

De las cuales se escoge para el diseño la forma de rejilla A.

Sexto, se calculó la pérdida de carga con la ecuación 60

$$H = B * \left(\frac{V_{aprox}^2}{2 * g} \right) * 100 \quad (Ecuación 60)$$

Donde

H: Pérdida de carga (cm)

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

B: Factor de pérdida

Séptimo, se calculó la velocidad entre barras para el caudal máximo horario con la ecuación 61

$$V_{mb} = \frac{Q}{\text{Área efectiva}} \quad (Ecuación 61)$$

En donde el área efectiva se refiere a la resta del área del canal con el área que ocupan las barras

Octavo, se determinó la pérdida de carga (colmatada 50%) con la ecuación 62, esta condición suele presentarse con frecuencia mientras el operados hace la respectiva limpieza.

$$H_{colmatado} = \left(\frac{(2 * V_{mb})^2 - (V_{aprox})^2}{2 * g} \right) * \left(\frac{1}{0.7} \right) \quad (Ecuación 62)$$

Donde:

H_{colmatado}: pérdida de carga colmatada a 50% (cm)

V_{mb}: velocidad entre barras (m/s)

Noveno, se calculó la longitud de la rejilla con la ecuación 63 y se representa con la figura 21

$$L = \frac{\text{altura total de la rejilla}}{\text{sen } \theta} \quad (Ecuación 63)$$

Donde

L: longitud de las rejillas

h: altura total de la rejilla

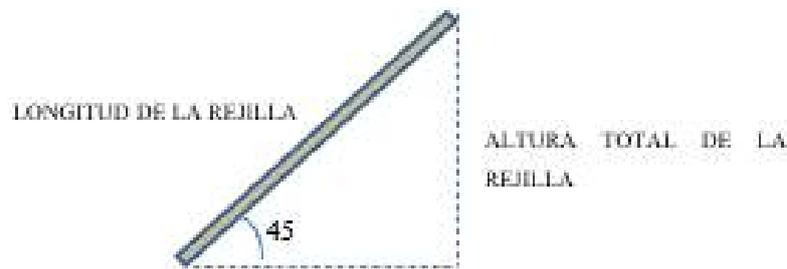


Figura 19. Esquema de rejilla inclinada

Fuente: Elaboración propia.

La altura total de las rejillas es la suma de la altura de la lámina de agua y un borde libre que se determina como 20 cm, teniendo en cuenta que el resultado de esta operación sea mayor que la pérdida de carga cuando se colmata.

Décimo, se determinó el área total de las rejillas con la ecuación 64

$$AS_{rejillas} = ancho * altura\ total\ de\ la\ rejilla \quad (Ecuación\ 64)$$

Al determinar todos estos parámetros es importante verificar que la pérdida de carga y la velocidad entre barras también cumplan los rangos de la Tabla 27 para el caudal máximo horario y caudal medio de diseño.

Los resultados del diseño de la rejilla se encuentran en la Tabla 41 de resultados.

- Diseño del desarenador

Para diseñar los desarenadores se utilizaron las ecuaciones y parámetros recomendados en libro “Tratamiento de Aguas Residuales (Teoría y Principios de Diseño)” (Rojas,2004), los parámetros se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29. Requisitos mínimos de diseño para desarenador

Parámetro	Valores
Velocidad horizontal(m/s)	0,2-0,4
Profundidad de la tolva para almacenamiento de arenas (cm)	40
Tasa de desbordamiento superficial (m ³ /m ² d)	700-1600

Fuente: (Rojas,2004)

Se asume un ancho para cada desarenador de 1,05 m y una relación largo: ancho de 9. La profundidad de la zona de sedimentación es igual a la altura de la lámina de agua en el canal, además se debe cumplir que el tiempo de sedimentación vertical sea menor que el horizontal.

El diseño del desarenador se determinó mediante las siguientes ecuaciones:

Primero, con la ecuación 65 se calculó el largo del desarenador utilizando la relación largo:ancho asumida

$$\frac{largo}{ancho} = 10 \quad (\text{Ecuación 65})$$

Segundo, se determinó el área superficial del desarenador mediante la multiplicación del ancho asumido y el largo hallado anteriormente con la ecuación 66

$$AS_{desarenador} = ancho * largo \quad (\text{Ecuación 66})$$

Tercero, se efectuó el cálculo del área transversal del desarenador mediante la multiplicación del ancho asumido y la profundidad de la zona de sedimentación

$$AT_{desarenador} = ancho * profundidad \text{ de la zona de sedimentación} \quad (\text{Ecuación 67})$$

Cuarto, se halló la tasa de desbordamiento superficial para el caudal máximo horario con la ecuación 68 verificando que esta cumpla el rango estipulado en la Tabla 29. Se realizó el mismo procedimiento para el caudal medio de diseño y el máximo mensual.

$$TDS_{desarenador} = \frac{Q}{AS_{desarenador}} \quad (\text{Ecuación 68})$$

La ecuación 68 se debe dividir en dos solo para el caso del caudal máximo horario debido a que se trabaja con dos desarenadores.

Quinto, se calculó la velocidad horizontal con la ecuación 69 verificando que esta cumpla el rango estipulado en la Tabla 29. Se realizó el mismo procedimiento para el caudal medio de diseño y el máximo mensual.

$$v_H = \frac{Q}{AT_{desarenador}} \quad (\text{Ecuación 69})$$

La ecuación 69 se debe dividir en dos para el caso del caudal máximo horario debido a que se trabaja con dos desarenadores.

Sexto, se estimó la velocidad de sedimentación a partir de la fórmula de Hazen y Stokes con la ecuación 70, cuyos parámetros fueron tomados de la literatura (Melcaft&Eddy,1995) para una temperatura de 18°C, se encuentran en la Tabla 30.

Tabla 30. Parámetros para calcular la Vs

Parámetro	Acrónimo	Unidades	Valor
Densidad partícula	P _s	g.cm ⁻³	2,65
Densidad agua	ρ	g.cm ⁻³	0,999
Viscosidad del agua	μ	cm ² .s ⁻¹	0,0106
Diámetro de la partícula	d	cm	0,01230

Fuente: Melcaft&Eddy,1995

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{\rho_s - \rho}{\mu} * d^2 \quad (\text{Ecuación 70})$$

Séptimo, se determina el tiempo de sedimentación vertical con la ecuación 71

$$t_s = \frac{\text{profundidad de la zona de sedimentación}}{V_s} \quad (\text{Ecuación 71})$$

Octavo, se calculó el tiempo de recorrido horizontal con la ecuación 72 para todos los caudales de diseño

$$t_h = \frac{\text{largo del desarenador}}{v_H} \quad (\text{Ecuación 72})$$

Se debe chequear el tiempo de sedimentación horizontal sea mayor que el vertical debido a que, de no ser así, no está ocurriendo el proceso de sedimentación de manera adecuada dentro del equipo.

Noveno, se determina el volumen útil de la zona de desarenación multiplicando el ancho, el largo y la profundidad de la zona de sedimentación del desarenador

Décimo, se calculó la profundidad total útil sumando la profundidad de la tolva almacenamiento arenas y profundidad de la zona de sedimentación.

Los resultados del diseño de la rejilla del sistema de tratamiento se encuentran en la Tabla 42 de resultados.

- Diseño de sedimentadores primarios

El área, volumen, tiempo de retención hidráulico junto con otros parámetros de los sedimentadores primarios se determinaron en el predimensionamiento del tren de tratamiento 1 que se encuentra en el ítem 4.5.4.3.1 y a continuación se definen sus parámetros de diseño geométricos.

Se estableció trabajar con sedimentadores circulares para los cuales según los requisitos de diseño estipulados en el artículo 189 la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio, a caudales mayores a 6 L/s será necesario emplear sistemas barrelosos auxiliares, para la concentración y extracción de lodos, con pendientes de fondo entre 5 a 10%, en este caso se eligió diseñar con una pendiente de fondo de 8% según lo recomendado en la literatura (Rojas,2004) por otra parte se calculó el diámetro con la ecuación 73 y se verificó con la normativa que este entre 3 y 45 m.

$$\text{diámetro del filtro} = \sqrt{\frac{A_{sed}}{\pi}} * 2 \quad (\text{Ecuación 73})$$

Los resultados del diseño del sedimentador primario se encuentran en la Tabla 43 de resultados.

- Diseño del filtro percolador

Este diseño cuenta con dos filtros percoladores de medio plástico con sistema de recirculación y su funcionamiento se puede observar en la Figura 22.

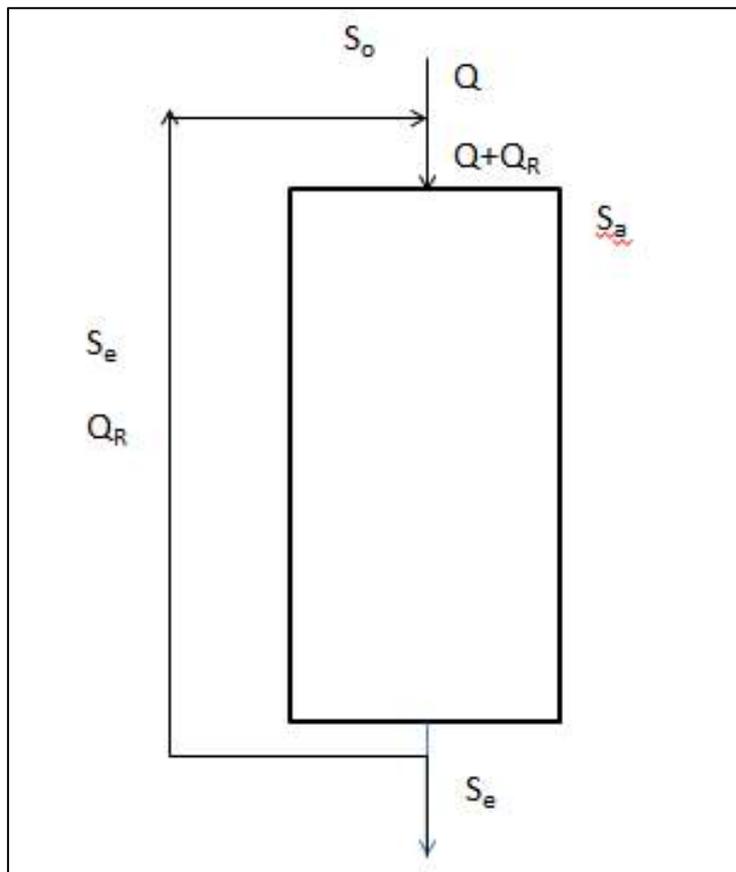


Figura 20. Esquema de funcionamiento filtro percolador.

Fuente: Elaboración propia.

Donde

S_e : Concentración DBO efluente del filtro (mg/l)

S_a : Concentración DBO del afluente al filtro, incluyendo la recirculación (mg/l)

Q: Caudal de entrada al filtro

Q_R: Caudal de recirculación

S_o: Concentración DBO afluente, sin incluir recirculación (mg/l)

El diseño hidráulico del filtro percolador se realiza con el caudal medio con recirculación del 100% del mismo, pero se chequea su funcionamiento con el caudal máximo mensual, caudal máximo horario y caudal medio sin recirculación. Se tiene proyectado que la recirculación se realizara cuando el caudal de entrada a la PTAR se encuentre igual o por debajo del caudal medio, para caudales mayores, no es necesario recircular. Para realizar el diseño del filtro percolador se utilizaron las ecuaciones y parámetros recomendados en libro “Ingeniería de agua residual-tratamiento y reutilización” (Melcaft&Eddy,1995).

Con el fin dimensionar el medio filtrante se empleó la expresión propuesta por Germain, la cual está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{S_e}{S_o} = e^{\frac{-KD}{q^n}} \quad (\text{Ecuación 74})$$

Donde

K: Constante de tratabilidad con recirculación(L/s)^{0.5}/m²

D: Profundidad del filtro (m)

q: Carga hidráulica, sin incluir recirculación (L/m²s)

n: constante característica del medio filtrante (igual a 0,5 para medio plástico, según Germain)

No obstante, con el fin de tener en cuenta la recirculación, la ecuación de Germain se modifica de la siguiente manera:

$$S_e = S_a * e^{\frac{-KD}{q^n}} \quad (\text{Ecuación 75})$$

$$S_a = \frac{S_o + RS_e}{1 + R} \quad (\text{Ecuación 76})$$

Donde:

R: Relación de recirculación (se establece del 100%)

La metodología para determinar la concentración de DBO del afluente, sin incluir recirculación (S_o) y la constante de trazabilidad (K) se encuentra en el ítem 4.5.4.3.1 de predimensionamiento, a excepción de como en este caso la K debe tener en cuenta la recirculación se debe cambiar la $S_2=S_o$ por $S_2=S_a$.

El valor de los parámetros que faltan se determinó mediante las siguientes ecuaciones:

Primero, la concentración de DBO efluente del filtro (S_e) se calculó con la ecuación 77

$$S_e = S_o \text{ (mg/L)} * (1 - 0.86) \text{ (Ecuación 77)}$$

Este es un valor importante porque podemos verificar que se esté cumpliendo la eficiencia de remoción de la planta.

Segundo, la concentración de DBO del afluente al filtro, incluyendo la recirculación se determinó con la ecuación 75. Cuando se realiza recirculación el afluente del filtro se diluye, pasando de 154,2125 a 87,9 mg/l.

Tercero, se calculó la carga hidráulica con la ecuación 78

$$q = \left[\frac{K * D}{\ln \left(\frac{(S_a + R) * S_e}{(1 + R) * S_e} \right)} \right]^{\frac{1}{n}} \text{ (Ecuación 78)}$$

Cuarto, se realizó la estimación del área del filtro con la ecuación 79 para el caudal medio con recirculación dividido en dos debido a que el diseño cuenta con dos filtros percoladores y a cada uno se le ingresa la mitad del caudal de diseño

$$A_{\text{filtro}} = \frac{Q}{2 * q} \text{ (Ecuación 79)}$$

Quinto, dado que la resolución 0330 de 2017 contempla una carga hidráulica entre 10-75 m³/m².d para filtros percoladores de alta tasa plástico, con esta área se procede a chequear las cargas hidráulicas para los diferentes caudales planteados despejándola de la ecuación 79

Debido a que la carga hidráulica no cumple con los parámetros establecidos en la normativa ambiental para el caudal máximo horario se debe aumentar el área el filtro. Teniendo en cuenta que el área mínima que debe ocupar el filtro es la obtenida en el quinto paso (118,06 m²) se decide aumentarla a 147 m², calcular todas las cargas hidráulicas con la nueva área y volver a verificar el cumplimiento de la normativa.

Sexto, se calculó el volumen del filtro con la ecuación 80

$$\text{volumen del filtro} = \text{área del filtro} * D \quad (\text{Ecuación 80})$$

Séptimo, se determinó el diámetro del filtro con la ecuación 73

Octavo, se comprobó si la carga orgánica volumétrica sigue cumpliendo los rangos estipulado en la Tabla 16 (0,6-3,2 kg DBO/m³.d) para una condición crítica, para esto inicialmente se calculó la carga de ingreso al filtro para el caudal máximo mensual asumiendo que no hay dilución de cargas por recirculación con la ecuación 81

$$CI = S_o \times Q \quad (\text{Ecuación 81})$$

Dónde:

CI: Carga ingreso a filtro (kg/d)

Finalmente, con la ecuación 82 se calcula la carga orgánica volumétrica en condición crítica

$$COc = \frac{CI}{\text{volumen del filtro}} \quad (\text{Ecuación 82})$$

Dónde:

COc: carga orgánica volumétrica en condición crítica aplicada sobre el filtro (kg DBO/m³.d)

Noveno, se comprobó si la concentración del efluente cuando no se presenta recirculación cumple con la eficiencia de remoción que se estableció para garantizar el cumplimiento de la

normativa ambiental para todos los caudales de diseño sin recirculación. La metodología utilizada para determinar (Se) se encuentra en el ítem 4.5.4.3.1 de predimensionamiento, a excepción del parámetro carga hidráulica que se calcula con ecuación 77.

Décimo, se calculó la carga orgánica de DBO (kg/m³d) para el caudal medio con recirculación con la ecuación 83

$$Ca_R = Sa * Q \quad (\text{Ecuación 83})$$

Para los caudales máximo mensual y caudal medio sin recirculación con la ecuación 84

$$Ca = So * Q \quad (\text{Ecuación 84})$$

Para el caudal medio con recirculación con la ecuación 85

$$Ca_R = Sa * Q \quad (\text{Ecuación 85})$$

Y para el caudal máximo horario se utilizó la ecuación 86 que tiene en cuenta la dilución de la concentración de DBO a la entrada de la PTAR debido al gran volumen del caudal

$$Ca_d = \frac{\text{Carga } DBO_5}{Q_{MH}} * (1 - 0,35) * Q \quad (\text{Ecuación 86})$$

Décimoprimer, los resultados de las cargas orgánicas hallados anteriormente se dividen entre el volumen del filtro para hallar las cargas de DBO volumétricas (kg/m³d) para todos los caudales de diseño con la ecuación 87

$$Cov = \frac{Co}{\text{volumen del filtro}} \quad (\text{Ecuación 87})$$

Décimosegundo, se determinaron las tasas de dosificación para los brazos distribuidores de agua residual utilizando la Tabla 31.

Tabla 31. Tasa de dosificación en filtros percoladores según la carga orgánica

Carga de DBO kg / m ³ · d	Dosis operativa mm / paso
< 0.4	25 - 75
0.8	50 - 150
1.2	75 - 225
1.6	100 - 300
2.4	150 - 450
3.2	200 - 600

Fuente: Metcalf & Eddy, 1995.

Las tasas de dosificación que se escogieron fueron 250 mm/paso para el caudal medio con recirculación, 350 para el caudal máximo mensual, 80 mm/paso para el caudal medio sin recirculación y de 350 mm/paso para el caudal máximo horario, donde mm/ paso representa la cantidad de líquido solicitado por cada brazo distribuidor de paso.

Décimotercero, se estimaron las velocidades de rotación a las que debe girar el brazo cuando esté en condiciones normales de operación y cuando se requiera lavar el filtro; para esto, se utilizó la siguiente expresión:

$$n = \frac{(1 + R)(q)(10^3 \text{ mm/m})}{(A)(DR)(60 \text{ min/h})} \quad (\text{Ecuación 88})$$

Donde:

A: Número de brazos = 2

DR: Tasa de dosificación mm/pass (ver Tabla 31)

q = tasa superficial m³/m².h (depende con el caudal que esté operando)

n = velocidad de rotación (rev/min)

Décimocuarto, se determinaron los tiempos por rotación para cada uno de los caudales dividiendo 1 sobre su velocidad de rotación correspondiente.

Los resultados del diseño de un filtro percolador se encuentran en la Tabla 44 de resultados.

- Diseño del sedimentador secundario

El área, volumen, tiempo de retención hidráulico junto con otros parámetros de los de los sedimentadores secundarios se determinaron en el predimensionamiento del tren de tratamiento 1 que se encuentra en el ítem 4.5.4.3.1 y a continuación se definen sus parámetros de diseño geométricos.

Se estableció trabajar con sedimentadores circulares para los cuales según los requisitos de diseño estipulados en el artículo 189 la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio, a caudales mayores a 6 L/s será necesario emplear sistemas barrelosos auxiliares, para la concentración y extracción de lodos, con pendientes de fondo entre 5 a 10%, en este caso se eligió diseñar con una pendiente de fondo de 8% según lo recomendado en la literatura (Rojas,2004), por otra parte se calculó el diámetro con la ecuación 73 y se verificó con la normativa que este entre 3 y 45 m.

Los resultados del diseño de un sedimentador secundario se encuentran en la Tabla 45 de resultados.

- Diseño de tanque de cloración

El área, volumen y tiempo de contacto de cloro del tanque de cloración se determinaron en el predimensionamiento del tren de tratamiento que se encuentra en el ítem 4.5.4.3.1 y sus parámetros geométricos se determinaron a partir de una relación largo: ancho de 10, que se estableció teniendo en cuenta que para garantizar que el agua tenga suficiente tiempo para estar en contacto con el cloro se debe diseñar con un largo considerable para el tanque.

Los resultados del diseño de un tanque de cloración se encuentran en la Tabla 46 de resultados.

- Diseño del espesador de lodos

El área de los espesadores de lodos se determinó con el mismo procedimiento que en el predimensionamiento y especificaciones del tren de tratamiento que se encuentra en el ítem 4.5.4.3.1, a excepción de que se utiliza la carga hidráulica para el caudal medio sin recirculación

calculada para el filtro percolador. Los parámetros de diseño geométricos se definen a continuación:

Los espesadores son estructuras circulares con profundidades similares a los sedimentadores, por tal razón, para este diseño se estableció una profundidad del espesador de 3,5 m, con esta se calculó el volumen del mismo y a su vez el diámetro del espesador con la ecuación 73.

Los resultados del diseño de un espesador de lodos se encuentran en la Tabla 47 de resultados.

- Diseño del digestor anaerobio

El área, volumen y carga orgánica volumétrica de los digestores anaerobios se determinaron en el predimensionamiento del tren de tratamiento que se encuentra en el numeral 4.5.4.3.1 y a continuación se definen sus parámetros de diseño geométricos.

Los digestores anaerobios son estructuras circulares para las cuales inicialmente se calculó su diámetro con la ecuación 73, luego su tiempo de retención de sólidos con el caudal de lodos hallado en el numeral anteriormente mencionado y finalmente se verificó que este último parámetro cumpliera con el rango de 15 a 20 días estipulado en la tabla 43 del artículo 211 de la resolución 0330 del 2017 del Ministerio de Vivienda y Territorio.

Los resultados del diseño de un digestor anaerobio se encuentran en la Tabla 48 de resultados.

- Cálculo de área total para el tren de tratamiento seleccionado

En esta parte, una vez se determinaron las áreas de cada uno de los procesos unitarios del tren de tratamiento seleccionado, se sumaron para calcular un área total y esta se multiplicó por un factor de 2 que tiene en cuenta el área correspondiente a estructuras como muros divisorios, pasarelas, cajas de válvulas, áreas de circulación, etc. El valor obtenido que se encuentra en la Tabla 49 de resultados corresponde al área mínima que requiere el lote que se proyecte para la implementación de la PTAR diseñada.

- Estimación de costos totales de inversión

Los costos de inversión se estimaron con la misma metodología presentada en el numeral 4.5.4.4 para cada uno de los procesos unitarios del tren de tratamiento seleccionado, luego se sumaron para calcular los costos totales y finalmente se multiplicaron por un factor de 1,35 (por criterio ingenieril) que tiene en cuenta los costos AIU (administrativos, imprevistos y utilidad). El valor obtenido, que se encuentra en la Tabla 50 de resultados, corresponde al costo total con el que debe contar el municipio para implementar la PTAR diseñada.

- Estimación de costos totales de operación y mantenimiento para el tren de tratamiento seleccionado

El costo total de operación y mantenimiento se estimó con la misma metodología presentada en el numeral 4.5.4.5. El valor obtenido, que se encuentra en la Tabla 39 de resultados, corresponde al costo total con el que debe contar el municipio para poner en marcha la PTAR diseñada, garantizar su mantenimiento y su buen funcionamiento durante el tiempo en el que se proyectó que lo hiciera.

4.6 RESULTADOS

4.6.1 Población futura del municipio de Pamplona

Los resultados de las proyecciones de población calculadas a través de los métodos indicados en el numeral 4.5.1 , se encuentran en la Tabla 32, y se desarrollan en el ANEXO 1.

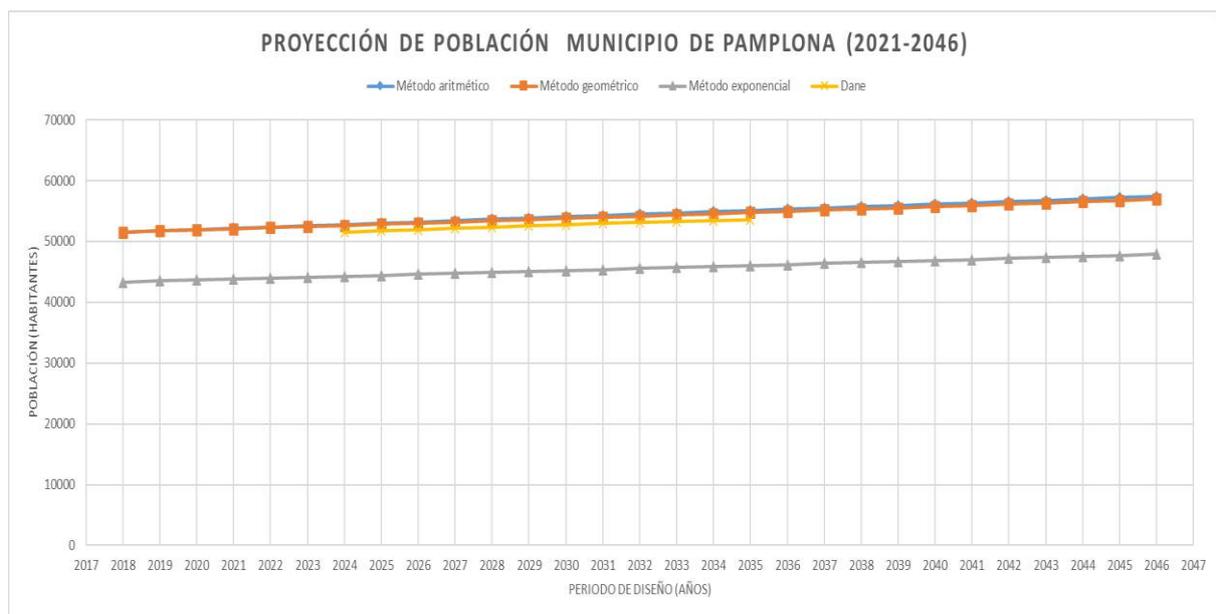
Tabla 32. Población futura obtenida mediante los métodos propuestos.

Año	Método aritmético			Método geométrico			Método exponencial		
	Población	Población flotante	Población futura	Población	Población flotante	Población futura	Población	Población flotante	Población futura
[AAAA]	[Hab.]	[Hab.]	[Hab.]	[Hab.]	[Hab.]	[Hab.]	[Hab.]	[Hab.]	[Hab.]
2021	46575	5589	52163	46506	5581	52087	39102	4692	43794
2022	46762	5611	52373	46672	5601	52273	39242	4709	43950
2023	46949	5634	52583	46838	5621	52459	39382	4726	44108
2024	47136	5656	52792	47005	5641	52646	39523	4743	44265
2025	47323	5679	53002	47173	5661	52833	39664	4760	44424
2026	47510	5701	53212	47341	5681	53022	39806	4777	44582
2027	47698	5724	53421	47509	5701	53211	39948	4794	44742
2028	47885	5746	53631	47679	5721	53400	40091	4811	44902
2029	48072	5769	53841	47849	5742	53590	40234	4828	45062
2030	48259	5791	54050	48019	5762	53781	40378	4845	45223
2031	48446	5814	54260	48190	5783	53973	40522	4863	45385
2032	48634	5836	54470	48362	5803	54165	40667	4880	45547
2033	48821	5858	54679	48534	5824	54358	40813	4898	45710
2034	49008	5881	54889	48707	5845	54552	40959	4915	45874
2035	49195	5903	55099	48880	5866	54746	41105	4933	46038
2036	49382	5926	55308	49055	5887	54941	41252	4950	46202

Año	Método aritmético			Método geométrico			Método exponencial		
	Población	Población flotante	Población total	Población	Población flotante	Población total	Población	Población flotante	Población total
2037	49569	5948	55518	49229	5908	55137	41399	4968	46367
2038	49757	5971	55727	49405	5929	55333	41547	4986	46533
2039	49944	5993	55937	49581	5950	55530	41696	5004	46699
2040	50131	6016	56147	49757	5971	55728	41845	5021	46866
2041	50318	6038	56356	49934	5992	55927	41995	5039	47034
2042	50505	6061	56566	50112	6013	56126	42145	5057	47202
2043	50693	6083	56776	50291	6035	56326	42295	5075	47371
2044	50880	6106	56985	50470	6056	56526	42447	5094	47540
2045	51067	6128	57195	50650	6078	56728	42598	5112	47710
2046	51254	6150	57405	50830	6100	56930	42751	5130	47881

Fuente: Elaboración propia.

Una vez determinadas las proyecciones de población por los diferentes métodos se compararon sus resultados con la tendencia de la proyección de población para Pamplona del Departamento Administrativo Nacional de Estadística-DANE en la gráfica 1



Gráfica 1. Proyecciones de población para el municipio de Pamplona

Fuente: Elaboración propia.

En la gráfica 1 se puede observar que el método que presenta una menor desviación es el geométrico, por lo tanto, para el diseño de la planta de tratamiento del municipio de Pamplona la población futura obtenida es de 56930 habitantes.

4.6.2 Caudales de diseño

Los resultados de los caudales de diseño calculados con las ecuaciones propuestas en el ítem 4.5.2, se encuentran en la Tabla 33, y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 33. Caudales calculados

Caudales de diseño	Símbolo	Valor (l/s)
Caudal de aguas residuales domésticas	Q_D	67,209
Caudal de infiltración	Q_I	5,921
Caudal medio de diseño	Q_{MD}	91,310
Caudal máximo horario	Q_{MH}	253,425
Caudal máximo diario	Q_{Md}	185,1282
Caudal máximo mensual	Q_{MM}	133,950

Fuente: elaboración propia.

4.6.3 Cargas contaminantes del vertimiento de aguas residuales

Los resultados de las cargas contaminantes del vertimiento para cada uno de los parámetros establecidos, calculados con la ecuación 13, se encuentran en la Tabla 34 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 34. Resultados del cálculo para determinar las cargas contaminantes.

Carga contaminante	Valor (Kg/día)
DBO ₅	1871,7089
DQO	4260,1594
SST	2555,1489

Fuente: elaboración propia.

4.6.4 Eficiencias mínimas de remoción

Los resultados de las eficiencias mínimas de remoción para cada uno de los parámetros establecidos, calculados con la ecuación 14, se encuentran en la Tabla 35 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 35. Resultados del cálculo de eficiencia mínima de remoción.

EFICIENCIA	VALOR (%)
DBO₅	62,06%
DQO	66,67%
SST	72,21%

Fuente: elaboración propia.

No obstante, se optó por aumentar la meta de remoción a un 80% para todos los parámetros pues, aunque las eficiencias obtenidas a partir de la normativa garantizan un diseño simple y eficaz, aumentarla nos permite prever inconvenientes en el futuro que puedan afectar el proceso como por ejemplo un aumento de la carga contaminante debido a la llegada de grandes empresas al municipio o incremento de la población. Por lo tanto, la concentración del efluente de la planta debe ser de máximo 47,45 mg/L.

La Tabla 36 presenta los trenes de tratamiento que logran la eficiencia de remoción necesaria para cumplir con la resolución de 0631 de 2015 y además se basan en tecnologías convencionales que se ajustan a las condiciones del municipio.

Tabla 36. Tecnologías o trenes de tratamiento que cumplen con las remociones necesarias para cumplir resolución 0631 de 2015.

No Tren	Tecnología o tren de tratamiento	Eficiencias de remoción %		
		SST	DBO₅	DQO
1	Sedimentador primario+ filtro percolador de alta tasa, plástico + sedimentador secundario+ tanque de contacto de cloro+ espesador de lodos+ digestor anaerobio	83-95	83-97	72-88

2	Sedimentador primario +reactor de lodos activados convencionales+ sedimentador secundario+ tanque de contacto de cloro+ espesador de lodos+ digestor anaerobio	90-97	86-97	79-88
3	Lagunas anaerobias+ Lagunas facultativa+ Laguna de maduración	82-90	90-97	68-85

Fuente: elaboración propia.

4.6.5 Distancias mínimas para la localización de sistemas de tratamiento

Los resultados de localización y trazado de la zona de influencia del lote de la PTAR obtenidos con Google Earth se encuentran en la Figura 23.

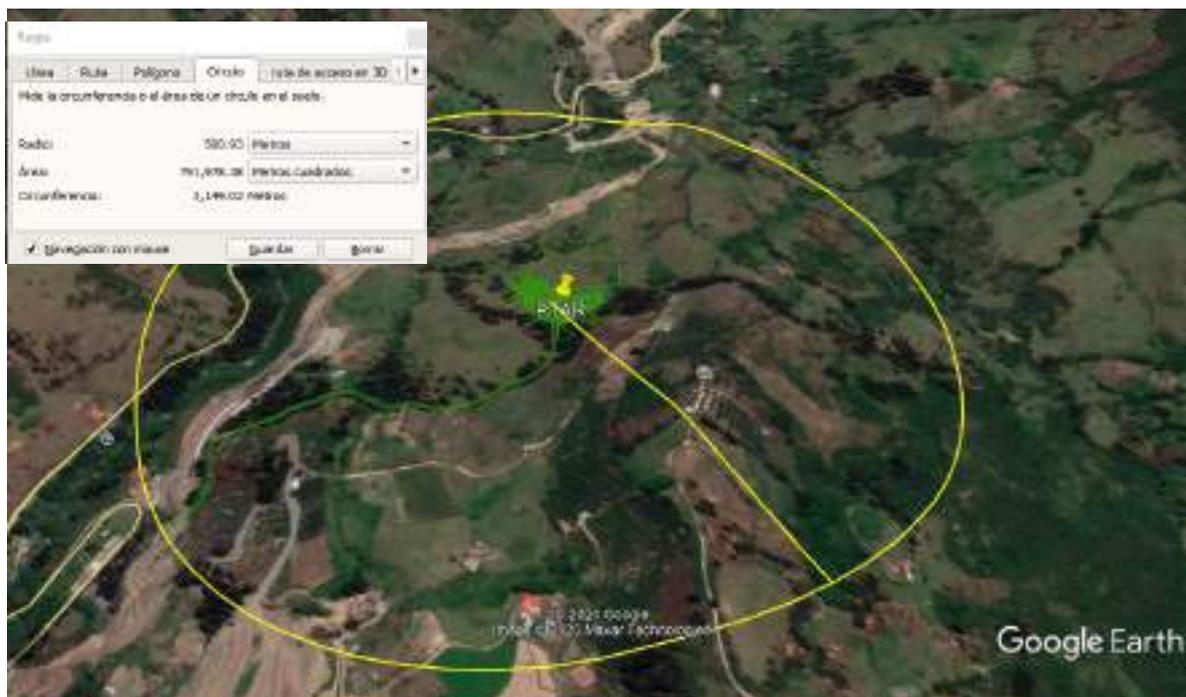


Figura 21. Zona de influencia PTAR proyectada a 500 metros del centro del lote

Fuente: Elaboración propia.

De la Figura 23 se puede decir que no se visualiza la existencia de viviendas o centros poblados a una distancia de 500 metros del lote establecido para la PTAR, por lo tanto, todas las alternativas de tecnología preseleccionadas cumplen con la normativa y no se descarta ninguna.

4.6.6 Predimensionamiento de las alternativas de trenes de tratamiento

Los resultados de las áreas aproximadas que ocupan los procesos unitarios de cada uno de los trenes de tratamiento preseleccionados, así como su área total, se encuentran en la Tabla 37 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 37. Áreas requeridas por tren de tratamiento

No tren	Estructura	Área proceso (m ²)
1	Sedimentador primario	331,72
	Filtro percolador	254,96
	Sedimentador secundario	497,59
	Espesador	40,51
	Digestor anaerobio	92,37
	Cloración	111,08
	Total área requerida (m ²)	1328,23
	Total área requerida (ha)	0,13
2	Sedimentador primario	331,72
	Reactor lodos activados	728,46
	Sedimentador secundario	497,59
	Espesador	36,18
	Digestor anaerobio	103,12
	Cloración	111,08
	Total área requerida (m ²)	1808,15
	Total área requerida (ha)	0,18
3	Lagunas anaerobia	2673,8698
	Laguna facultativa	62390
	Laguna de maduración	26297,27
	Total área requerida (m ²)	91361,14
	Total área requerida (ha)	9,14

Fuente: elaboración propia.

En la Tabla 37 se puede observar que el tren de tratamiento con mayor requerimiento de área es el 3 y el que menos requerimiento tiene es el 1.

4.6.7 Costos de inversión para alternativas de trenes de tratamiento

Los resultados de costos de inversión para los procesos unitarios de cada uno de los trenes de tratamiento preseleccionados y costo total de inversión, se encuentran en la Tabla 38 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 38. Costos de inversión por tren de tratamiento

No tren	Estructura	Costo de inversión
1	Sedimentador primario	\$3.107.101.149
	Filtro percolador+ sedimentador secundario	\$7.954.162.224
	Espesador	\$1.789.690.262
	Digestor anaerobio	\$8.173.192.912
	Cloración	\$1.581.771.360
	Total costos de inversión	\$22.605.917.000
2	Sedimentador primario	\$3.107.101.149
	Reactor lodos activados+ sedimentador secundario	\$13.963.297.000
	Espesador	\$1.789.690.262
	Digestor anaerobio	\$8.173.192.912
	Cloración	\$1.581.771.360
	Total costos de inversión	\$28.615.052.000
3	Lagunas de estabilización	\$17.952.270.000
	Total costos de inversión	\$17.952.270.000

Fuente: elaboración propia.

En la Tablas 38 se puede observar que el tren de tratamiento con mayor costo de inversión es el 2 y el que menor costo de inversión tiene es el 3.

4.6.8 Costos de operación y mantenimiento para alternativas de trenes de tratamiento

Los resultados de costos de operación y mantenimiento que ocupan cada uno de los trenes de tratamiento preseleccionados, se encuentran en la Tabla 39 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 39. Costos de operación y mantenimiento por tren de tratamiento

Número de tren	Costo de operación y mantenimiento (mensual)	Costo de operación y mantenimiento (anual)
1	\$155.085.648	\$1.861.027.777
2	\$215.681.973	\$1.082.226.552
3	\$19.262.932	\$231.155.185

Fuente: elaboración propia.

En la Tablas 38 se puede observar que el tren de tratamiento con mayor costo de operación y mantenimiento es el 1 y el que menor costo de operación y mantenimiento tiene es el 3.

4.6.9 Matrices multicriterio

Los resultados del análisis matricial multicriterio para cada uno de los trenes de tratamiento preseleccionados, se encuentran a continuación:

No	%	Proceso evaluado: Filtro percolador	CALIFICACIÓN 0- no aplica 1- deficiente 3- adecuado 5- Muy bueno	D/5 (Excepto en renglones 7.3, 8.3, 9.6 y 10.7)	E x B
1	5	APLICABILIDAD DEL PROCESO	5	1	5
2	5	GENERACIÓN DE RESIDUOS	3	0,6	3
3	3	ACEPTACIÓN COMUNIDAD	5	1	3
4	2	GENERACIÓN DE SUBPRODUCTOS CON VALOR ECONÓMICO O DE REUSO	3	0,6	1,2
5	5	VIDA ÚTIL	5	1	5
6	10	REQUERIMIENTO DE ÁREA	5	1	10
7	20	COSTO			
7.1		Inversión	3		
7.2		Operación y mantenimiento	1		
7.3		Sumar las casillas 7.1 D y 7.2 D y dividir el total entre 10. El resultado anotar en la casilla 7.3 E		0,4	8
8	10	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN			
8.1		Tecnología ampliamente probada	5		
8.2		Complejidad en la construcción y equipamiento	5		
8.3		Facilidad de modulación o ampliación	5		
8.3		Sumar las casillas 8.1C, 8.2C y 8.3 Cy dividir el total entre 15. El resultado anotar en la casilla 8.3E		1,00	10
9	30	OPERACIÓN			
9.1		Flexibilidad de operación	5		
9.2		Confiablez del proceso	5		
9.3		Complejidad de operación del proceso	3		
9.4		Requerimiento de personal	5		
9.5		Disponibilidad de respuestas y centros de servicio	5		
9.6		Sumar las casillas 9.1D, 9.2D, 9.3D, 9.4D y 9.5D y dividir el total entre 25. El resultado anotar en la casilla 9.6E		0,92	27,6
10	10	ENTORNO			
10.1		Influencia de la temperatura	5		
10.2		Producción de ruido	5		
10.3		Contaminación visual	5		
10.4		Producción de malos olores	5		
10.5		Generación de gases efecto invernadero (huella de Carbono)	3		
10.6		Condiciones para la producción de animales dañinos (roedores, moscas, etc)	3		
10.7		Sumar las casillas 10.1D, 10.2D, 10.3D, 10.4D, 10.5D, 10D y dividir el total entre 30. El resultado anotar en la casilla 10.7E		0,87	8,6667
11	100	SUMAR LOS VALORES DE LA COLUMNA F Y ANOTAR EN LA CASILLA 11F			81,467

Figura 22. Matriz de selección para el tren de tratamiento 1

Fuente: Elaboración propia.

No	%	Proceso evaluado: Lodos activados convencionales	CALIFICACIÓN 0-no aplica 1- deficiente 3- adecuado 5- Muy bueno	D/5 (Excepto en renglones 7.3, 8.3, 9.6 y 10.7)	Ex B
1	5	APLICABILIDAD DEL PROCESO	5	1	5
2	5	GENERACIÓN DE RESIDUOS	1	0,2	1
3	3	ACEPTACIÓN COMUNIDAD	5	1	3
4	2	GENERACIÓN DE SUBPRODUCTOS CON VALOR ECONÓMICO O DE REUSO	3	0,6	1,2
5	5	VIDA ÚTIL	5	1	5
6	10	REQUERIMIENTO DE AREA	3	0,6	6
7	20	COSTO			
7.1		Inversión	1		
7.2		Operación y mantenimiento	3		
7.3		Sumar las casillas 7.1 D y 7.2 D y dividir el total entre 10. El resultado anotar en la casilla 7.3 E		0,4	8
8	10	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN			
8.1		Tecnología ampliamente probada	5		
8.2		Complejidad en la construcción y equipamiento	2		
8.3		Facilidad de modulación o ampliación	5		
8.3		Sumar las casillas 8.1C, 8.2C y 8.3 Cy dividir el total entre 15. El resultado anotar en la casilla 8.3E		0,8	8
9	30	OPERACIÓN			
9.1		Flexibilidad de operación	3		
9.2		Confiabilidad del proceso	5		
9.3		Complejidad de operación del proceso	1		
9.4		Requerimiento de personal	1		
9.5		Disponibilidad de respuestos y centros de servicio	1		
9.6		Sumar las casillas 9.1D, 9.2D, 9.3D, 9.4D y 9.5D y dividir el total entre 25. El resultado anotar en la casilla 9.6E		0,44	13,2
10	10	ENTORNO			
10.1		Influencia de la temperatura	5		
10.2		Producción de ruido	2		
10.3		Contaminación visual	5		
10.4		Producción de malos olores	5		
10.5		Generación de gases efecto invernadero (huella de Carbono)	3		
10.6		Condiciones para la producción de animales dañinos (roedores, moscas, etc)	5		
10.7		Sumar las casillas 10.1D, 10.2D, 10.3D, 10.4D, 10.5D, 10D y dividir el total entre 30. El resultado anotar en la casilla 10.7E		0,83	8,3333
11	100	SUMAR LOS VALORES DE LA COLUMNA F Y ANOTAR EN LA CASILLA 11F			58,733

Figura 23. Matriz de selección para el tren de tratamiento 2

Fuente: Elaboración propia.

%	Proceso evaluado: Lagunas	CALIFICACIÓN 0-no aplica 1- deficiente 3- adecuado 5- Muy bueno	D/5 (Excepto en renglones 7.3, 8.3, 9.6 y 10.7)	Ex B
5	APLICABILIDAD DEL PROCESO	5	1	5
5	GENERACIÓN DE RESIDUOS	4	0,8	4
3	ACEPTACIÓN COMUNIDAD	1	0,2	0,6
2	GENERACIÓN DE SUBPRODUCTOS CON VALOR ECONÓMICO O DE REUSO	3	0,6	1,2
5	VIDA ÚTIL	5	1	5
10	REQUERIMIENTO DE AREA	1	0,2	2
20	COSTO			
	Inversión	5		
	Operación y mantenimiento	5		
	Sumar las casillas 7.1 D y 7.2 D y dividir el total entre 10. El resultado anotar en la casilla 7.3 E		1	20
10	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN			
	Tecnología ampliamente probada	5		
	Complejidad en la construcción y equipamiento	3		
	Facilidad de modulación o ampliación	1		
	Sumar las casillas 8.1C, 8.2C y 8.3 Cy dividir el total entre 15. El resultado anotar en la casilla 8.3E		0,6	6
30	OPERACIÓN			
	Flexibilidad de operación	5		
	Confiabilidad del proceso	5		
	Complejidad de operación del proceso	5		
	Requerimiento de personal	5		
	Disponibilidad de respuestos y centros de servicio	5		
	Sumar las casillas 9.1D, 9.2D, 9.3D, 9.4D y 9.5D y dividir el total entre 25. El resultado anotar en la casilla 9.6E		1	30
10	ENTORNO			
	Influencia de la temperatura	1		
	Producción de ruido	5		
	Contaminación visual	1		
	Producción de malos olores	2		
	Generación de gases efecto invernadero (huella de Carbono)	3		
	Condiciones para la producción de animales dañinos (roedores, moscas, etc)	2		
	Sumar las casillas 10.1D, 10.2D, 10.3D, 10.4D, 10.5D, 10D y dividir el total entre 30. El resultado anotar en la casilla 10.7E		0,47	4,6667
100	SUMAR LOS VALORES DE LA COLUMNA F Y ANOTAR EN LA CASILLA 11F			78,467

Figura 24. Matriz de selección para el tren de tratamiento 3

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 40 presenta las calificaciones finales de la evaluación matricial para cada uno de los trenes de tratamiento donde se puede concluir que el tren No 1 (sedimentador primario+ filtro percolador) es la tecnología más favorable para este proyecto en particular.

Tabla 40. Resultados evaluación de alternativas

N tren	Tren de tratamiento	Calificación final
1	Filtro percolador	81,4667
2	Lodos activados convencionales	58,7333
3	Laguna anaerobia – Laguna facultativa	78,4667

Fuente: Elaboración propia

Si bien esta tecnología que tiene altos costos de operación, de todas formas, es una tecnología adecuada para las condiciones particulares del municipio por las siguientes razones:

1. Alcanza sin ningún problema las remociones necesarias
2. Se puede diseñar para construir por módulos lo que significa que en un futuro se puede incrementar su capacidad con la construcción de trenes adicionales. Lo anterior, teniendo en cuenta el potencial de crecimiento del sector.
3. Esta tecnología, no genera olores ofensivos, vectores, ni impactos visuales que puedan afectar a la comunidad.
4. Fácil operación y flexibilidad para recibir cargas orgánicas variables durante el día
5. En Colombia ya existen plantas de tratamiento en funcionamiento con este tren de tratamiento, por lo que es una tecnología probada en el entorno.
6. Su operación la puede realizar un solo operario capacitado con un ayudante para labores de limpieza y para tareas varias.
7. Recomendada en la literatura para poblaciones pequeñas y medianas.
8. Tiene un bajo costo de inversión en comparación con la tecnología de activados convencional.
9. Tiene un requerimiento de área asequible en comparación con el tren de lagunas
10. Tienen la reputación de estabilidad de operación

4.6.10 Diseño de la rejilla

Este diseño tiene una rejilla gruesa con barras circulares de acero inoxidable ubicada aguas arriba del sistema justo después del canal de entrada para garantizar la retención de sólidos de gran tamaño como ramas o rocas que sean arrastradas por las aguas residuales. La limpieza se realizará de manera manual debido a que el caudal medio de diseño con el que trabaja la planta la mayor parte del tiempo es menor a 100 L/s. La rejilla será anclada a los muros del canal de entrada. La longitud del canal de acceso no necesariamente habrá de ser calculada, pero habrá de ser suficiente para dar cabida a la basura que se aglomere en las rejillas. Los resultados del diseño de la rejilla se encuentran en la Tabla 41 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 41. Resultados obtenidos del diseño de rejilla

PARÁMETRO	Q MÁXIMO HORARIO	Q MÁXIMO MENSUAL	Q MEDIO DE DISEÑO
Ancho canal (m)	0,6	0,6	0,6
Velocidad de aproximación (m/s)	1	0,5286	0,3603
Espaciamiento entre rejillas (cm)	6	6	6
Área a transversal mojada (m ²)	0,2534	0,2534	0,2534
Altura lámina de agua (m)	0,4223	0,4223	0,4223
Espesor de la barra (cm)	1,27	1,27	1,27
No. De barras	13	13	13
Ángulo de inclinación de las barras	45	45	45
Pérdida de carga (cm)	1,1	0,003	0,001
Pérdida de carga por obstrucción (colmatada; 50%) (m)	0,4823	1,347	0,6342
Número de espacios	14	14	14
Velocidad entre barras (m/s)	1,3797	0,7293	0,5
Altura total (m)	0,6223	0,6223	0,6223

Longitud de la rejilla(m)	0,88	0,88	0,88
Área total de rejillas (m ²)	0,3734	0,3734	0,3734

Fuente: Elaboración propia

4.6.11 Diseño del desarenador

Este diseño cuenta con tres desarenadores de flujo horizontal ubicados justo después de las rejillas y antes de los tanques de sedimentación primaria. La limpieza se realizará de manera manual debido a que el caudal medio de diseño con el que trabaja la planta la mayor parte del tiempo es menor a 100 l/s. Los resultados del diseño de un desarenador se encuentran en la Tabla 42 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 42. Resultados obtenidos del diseño de un desarenador

PARÁMETRO	Q MÁXIMO HORARIO	Q MEDIO DE DISEÑO	Q MÁXIMO MENSUAL
Largo (m)	10,5	10,5	10,5
Área superficial del desarenador (m ²)	11,025	11,025	11,025
Área transversal del desarenador(m ²)	0,4434	0,4434	0,4434
Tasa de desbordamiento superficial (m/d)	993,0122	715,5722	1049,7306
Velocidad horizontal (m/s)	0,29	0,21	0,3
Velocidad de sedimentación (m/d)	1137,8812	1137,8812	1137,8812
Tiempo de sedimentación o de caída vertical (s)	32,0655	32,0655	32,0655
Tiempo de recorrido horizontal (s)	36,2068	50	35
Volumen útil de la zona de desarenación (m ³)	4,6558	4,6558	4,6558

Profundidad total útil(m)	0,8223	0,8223	0,8223
---------------------------	--------	--------	--------

Fuente: elaboración propia.

4.6.12 Diseño del sedimentador primario

Este diseño cuenta con dos sedimentadores primarios. Los resultados del diseño de un sedimentador primario se encuentran en la Tabla 43 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 43. Resultados obtenidos del diseño para sedimentador primario

PARÁMETRO	VALOR
Tasa mínima de desbordamiento superficial (TDS) (m/s)	66
Área del sedimentador primario	165,86
Volumen del sedimentador primario (m ³)	663,44
Tiempo de retención hidráulico(h)	1,5
Ancho(m)	4,07
Longitud(m)	40,73
Profundidad(m)	4
Pendientes de lodos (%)	8
Diámetro(m)	14,53

Fuente: elaboración propia.

4.6.13 Diseño del filtro percolador

Este diseño cuenta con dos filtros percoladores de medio plástico con sistema de recirculación y un sistema de distribución de caudal con dos brazos distribuidores compuestos por dos tuberías perforadas, con motor reductor y variador de velocidad para el control de las revoluciones, dependiendo de las condiciones operativas con el fin de garantizar el buen funcionamiento del filtro y lograr una distribución adecuada del caudal en toda al área superficial del filtro, de tal forma que el filtro siempre permanezca húmedo y con biopelícula activa. Los resultados del diseño de un filtro percolador se encuentran en la Tabla 44 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 44. Resultados obtenidos del diseño para filtro percolador

PARÁMETRO	Q MÁXIMO HORARIO	Q MEDIO DE DISEÑO	Q MEDIO DE DISEÑO CON R	Q MÁXIMO MENSUAL
% Recirculación	0	0	100	0
Constante característica del medio filtrante(n)	0,5	0,5	0,5	0,5
Concentración de DBO del afluente al filtro (sin recirculación) (So)(mg/l)	154,2	154,2	154,2	154,2
Concentración DBO efluente del filtro (S _e) (mg/l)	21,5894	21,5894	21,5894	21,5894
Concentración de DBO del afluente al filtro, incluyendo la recirculación (S _a)(mg/L)	87,9	87,9	87,9	87,9
Constante de trazabilidad sin recirculación(K) (L/s) ^{0,5} /m ²	0,3528	0,3528	0,3528	0,3528
Carga hidráulica con recirculación(q) (L/m ² *s)	0,7734	0,7734	0,7734	0,7734
Área del filtro (m ²)	147	147	147	147
Carga hidráulica (m ³ /m ² *d)	74,5	26,83	53,67	39,36
Volumen(m ³)	514,5	514,5	514,5	514,5
Diámetro del filtro(m)	14	14	14	14
Carga orgánica volumétrica en condición crítica (Kg/ m ³ d)	1,73	1,73	1,73	1,73
Concentración del efluente (S _e)(mg/l)	52,38	7,69	12,31	19,98
Cargas de DBO (kg/d)	1216,6107	608,31	693,47	892,37
Cargas de DBO volumétricas (kg/m ³ d)	2,3646	1,1823	1,348	1,7344
Velocidad de rotación de los brazos(rev/min)	0,13	0,23	0,15	0,078

Tiempos de rotación de los brazos (min/rev)	7,69	4,35	6,67	12,82
---------------------------------------------	------	------	------	-------

Fuente: elaboración propia.

De la Tabla 44 se puede decir que la concentración del efluente del filtro percolador (Se) cumple con los límites establecidos por la normativa para todos los caudales de diseño. Se debe tener en cuenta dejar un borde libre de 1 m por encima y 1 metro por debajo de la estructura para el tema de drenajes, ventanas, entre otros.

4.6.14 Diseño del sedimentador secundario

Este diseño cuenta con dos sedimentadores secundarios. Los resultados del diseño de un sedimentador secundario se encuentran en la Tabla 45 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 45. Resultados obtenidos del diseño de sedimentador secundario.

PARÁMETRO	VALOR
Tasa mínima de desbordamiento superficial (TDS) (m/s)	44
Área del sedimentador primario	248,795
Volumen del sedimentador primario (m ³)	920,5415
Tiempo de retención hidráulico(h)	2,02
Profundidad(m)	3,7
Pendientes de lodos (%)	8
Diámetro(m)	16,69

Fuente: elaboración propia.

Se debe tener en cuenta dejar un borde libre de 50 m en la estructura.

4.6.15 Diseño del tanque de cloro

Este diseño cuenta con un tanque de contacto de cloro. Los resultados del diseño del tanque de contacto de cloro se encuentran en la Tabla 46 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 46. Resultados obtenidos para el tanque de contacto de cloro.

PARÁMETROS	VALOR
Área tanque(m ²)	111,0769
Volumen tanque(m ³)	333,2308
Ancho(m)	3,3328
Largo(m)	33,33 m

Fuente: elaboración propia.

Cabe aclarar que el diseño de un tanque de cloración conlleva a la vez a construir una caseta de operación para el funcionamiento del mismo, sin embargo el diseño de la caseta de operación es netamente arquitectónica y por eso no se tienen en cuenta en este diseño.

4.6.16 Diseño del espesador de lodos

Este diseño cuenta con dos espesadores de lodos. Los resultados del diseño de un espesador se encuentran en la Tabla 47 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 47. Resultados obtenidos para el espesador

PARÁMETROS	VALOR
Área (m ²)	20,0319
Volumen (m ³)	70,112
Diámetro(m)	5,0503
Profundidad(m)	3,5

Fuente: elaboración propia.

Se debe tener en cuenta dejar un borde libre de 50 m en la estructura.

4.6.17 Diseño el digestor anaerobio de lodos

Este diseño cuenta con dos digestores anaerobios de lodos. Los resultados para un digestor se encuentran en la Tabla 48 y se desarrollan en el ANEXO 1.

Tabla 48. Resultados obtenidos para el digestor de lodos

PARÁMETROS	VALOR
Área (m ²)	46,1841
Volumen (m ³)	277,1049
Diámetro(m)	7,6683
Tiempo de retención de sólidos(d)	18

Fuente: elaboración propia.

Se debe tener en cuenta dejar un borde libre de 1 m en la parte de arriba de la estructura para evitar que se almacenen gases.

4.6.18 Área total de la PTAR

En la Tabla 49 se presentan los resultados de las áreas de cada uno de los procesos unitarios del tren de tratamiento seleccionado y su área total hallada.

Tabla 49. Área total de la PTAR

Tren de tratamiento	Estructura	Área proceso (m ²)
Sed primario+ filtro percolador	Rejillas	0,3734
	Desarenador	33,075
	Sedimentador primario	331,72
	Filtro percolador	236,1262
	Sedimentador secundario	497,59
	Cloración (Desinfección)	111,0769
	Espesador	40,0638
	Digestor anaerobio	92,3683
	Total área requerida (m ²)	1342,3936
	Total área requerida*2 (m ²)	2684,7872
	Total área requerida*2 (ha)	0.2685

Fuente: elaboración propia.

4.6.19 Costos de inversión de la PTAR

En la Tabla 50 se presentan los resultados de los costos de inversión de cada uno de los procesos unitarios del tren de tratamiento seleccionado y su costo de inversión total hallado con la metodología propuesta en el numeral □.

Tabla 50. Costos de inversión de la PTAR

Tren de tratamiento	Estructura	Costo (\$)
Sed primario+ filtro percolador	Tratamiento preliminar	1.746.027.825
	Sedimentador primario	3.107.101.149
	Filtro percolador+ sedimentador secundario	7.954.162.224
	Cloración (Desinfección)	1.581.771.360
	Espesador	1.789.690.262
	Digestor anaerobio	8.173.192.912
	Costo total	24.351.945.732
	Costo total*1,35	32.875.126.738

Fuente: elaboración propia.

4.7 CONCLUSIONES

- El diseño de la planta de tratamiento de agua residual para el municipio de Pamplona cuenta con las siguientes estructuras: un canal de entrada con rejillas, tres desarenadores, dos sedimentadores primarios, dos filtros percoladores, dos sedimentadores secundarios, un tanque de cloración con su respectiva caseta de operación, dos espesadores y digestores anaerobios de lodos. Este tren de tratamiento tiene un bajo costo operativo en comparación de las demás tecnologías evaluadas y su eficiencia de remoción permite cumplir con la resolución 0631 del 2015 del ministerio de Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.
- El diseño de una planta de tratamiento de agua residual requiere un gran esquema de estudios previos como proyecciones de población, determinación de caudales, caracterizaciones al vertimiento, análisis de alternativas, entre otros, para llegar al propio dimensionamiento de la misma.
- El municipio de Pamplona necesita un lote de mínimo 0.2685 hectáreas para implementar el diseño de la planta de tratamiento diseñada.
- El costo de inversión de la planta de tratamiento diseñada es de aproximadamente \$32.875.126.738 y su viabilidad depende de los recursos con los que cuenta el municipio, por otra parte, el costo de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento diseñada es de aproximadamente \$155.085.648 mensuales.

4.8 RECOMENDACIONES

- Se recomienda la construcción de una estructura de protección previa la planta como un aliviadero para que en eventos de lluvias garanticen que no entre un caudal excesivo a la planta.
- Se recomienda que en el próximo plan maestro de alcantarillado se proyecte la separación de aguas residuales domésticas de las aguas lluvias ya que esto contribuye a la eficiencia y vida útil de la PTAR del municipio.
- Se recomienda hacer campañas de monitoreo de calidad de agua anuales o incluso cada 6 meses a los vertimientos del municipio de Pamplona y a su principal cuerpo de agua (río Pamplonita), para poder estimar de manera más precisa las cargas contaminantes que entran a la planta y al tener una base de datos más amplia poder hacer predicciones de su comportamiento durante diferentes temporadas del año.
- Se recomienda en un futuro poner un sistema de aprovechamiento de lodos en la PTAR como un biodigestor que permita un proceso de cogeneración en la misma.

4.9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (Acueducto, agua y alcantarillado de Bogotá,2016). Rejillas
- (Arce, Calderón y Tomasini, s.f). Serie autodidáctica de medición de la calidad del agua
- (Borja,2017).Diseño de PTAR para la ciudad de Guaranda
- (Bautista & Llorca, 2016). Prácticas de atmósfera, suelo y agua. Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia.
- (Calvache et al., 2012). Tratamiento de aguas: tratamiento primario y parámetros hidráulicos. Ecuador: Universidad Central del Ecuador.
- (Campos, 2013).*Saneamiento Ambiental*. San José, Costa Rica: Universidad Estatal a Distancia.
- (Crites & Tchobanoglous, 2013). Sistema de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados Tomo 1. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- (Cuatis,2018). Propuesta de diseño de una planta de tratamiento de agua residual (PTAR) por lodos activados en el municipio de Soatá Boyacá.Universidad Católica de Colombia.
- (DANE,2019).Censos de población y vivienda.
- (Galeano & Rojas,2016).Propuesta de diseño de una planta de tratamiento de agua residual por zanjón de oxidación para el casco urbano del municipio de Vélez-Santander. Trabajo de grado. Programa de ingeniería civil. Universidad Católica de Colombia.Velez-Santander.
- (García & Pérez,2015).Aguas residuales. Composición. Tratamiento y depuración de aguas residuales. Ed. Labor, S.A. Barcelona.
- (Guereca et al ,2013). “Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales, guía de apoyo para ciudades pequeñas y medianas”. Universidad Nacional Autónoma de México, instituto de ingeniería.
- (Guereca et al ,2012). Typology of Municipal Wastewater Treatment Technologies in Latin America. Clean-Soil, Water 40 (9), 926-932.
- (Instituto de ingeniería UNAM,2013). Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales. México.
- (Jaramillo, 2016).Bioingeniería de aguas residuales. Teoría y diseño. Colombia. Asociación Colombiana de Ingeniería sanitaria y ambiental.
- (López, 2010).Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados.Colombia
- (Metcalf, & Eddy ,1995). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. McGraw-Hill.
- (Ministerio de ambiente, Vivienda y desarrollo territorial,2017). Resolución 0330 del 8 de Junio de 2017. Por la cual se adopta el Reglamento técnico para el Sector de Agua Potable y

Saneamiento Básico-RAS y se derogan las resoluciones 1096 del 2000,0424 de 2001,0668 de 2003,1459 de 2005,1447 de 2005 y 2320 de 2009.

(Ministerio de Ambiente y Desarrollo sostenible,2015). Resolución 0631 del 17 de Marzo de 2015. Por la cual se establecen los parámetros y los valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos de aguas superficiales y a los sistemas de alcantarillado público y se dictan otras disposiciones.

(Ministerio de Desarrollo Económico,2000). Resolución 1096 del 17 de Noviembre de 2000. Por la cual se adopta el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico.

(Moran, 2014). Diseño de planta de tratamiento de aguas residuales para el municipio de san juan chamelco, alta Verapaz. Tesis de grado. Universidad Rafael Landívar. Facultad de ciencias ambientales y agrícolas. Guatemala de la Asunción.

(Niño, Pérez & Llobregat, 2014).Desarrollo de un Programa de Simulación de Procesos para el Tratamiento de Efluentes Líquidos. Información Tecnológica, 47-53.

(Plan básico de ordenamiento territorial Municipio de Pamplona-PBOT,2015).Alcaldía de Pamplona,Norte de Santander.

(Plan de saneamiento y manejo de vertimientos del municipio de Pamplona-PSMV,2019).Empopamplona SA ESP

(Plan de ordenación y manejo de la cuencia hidrografica del rio Pamplonita,-POMCH,2010).Corporación Autónoma Regional de la Frontera Nororiental-CORPONOR

(Ramalho,2010). Tratamiento de aguas residuales. Barcelona, España: REVERTÉ, S.A.

(Ramos & Márquez, 2012).Avances en calidad ambiental. Salamanca, España: Universidad de Salamanca.

(Riquelme & Gómez, 2013).Los recursos naturales de la región de Murcia un análisis interdisciplinar. Murcia, España: Universidad de Murcia.

(Roldán,2013). Bioindicación de la calidad del agua en Colombia. Colombia: Universidad de Antioquia.

(Rojas,2004). Tratamiento de aguas residuales Teoría y principios de diseño. Ed, Escuela Colombiana de Ingeniería.

(Salazar,2013). Guía para el manejo de excretas y aguas residuales municipales: enfoque Centro América. Guatemala: PROARCA/SIGMA.

(Torres,2010). Reutilización de Aguas y Lodos Residuales. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

(Unión temporal PTAR Pamplona consultores,2012). Consultoría para realizar los estudios y diseños de la planta de tratamiento de aguas residuales para el municipio de Pamplona, departamento Norte de Santander. Contrato PDA-NS-FIA-006-2010. Planta tratamiento aguas residuales de Pamplona. Norte de Santander Secretaria de Agua potable y Saneamiento Básico.

(Valencia, 2013).Diseño de un sistema de tratamiento para las aguas residuales de la cabecera parroquial de San Luis- Provincia de Chimborazo. Tesis de grado. Escuela Superior Politécnica de Chimborazo. Ingeniería en Biotecnología Ambiental. Riobama-Ecuador.

ANEXO A. CÁLCULOS

Población futura del municipio de Pamplona

- Método aritmético

- ✓ Población

$$K_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}}$$

$$K_{a(35-24)} = \frac{53581 - 51522}{2035 - 2024} = 187,18 \text{ hab/año}$$

$$K_{a(35-25)} = \frac{53581 - 51736}{2035 - 2025} = 184,50 \text{ hab/año}$$

$$K_{a(35-26)} = 178,33 \text{ hab/año}$$

$$K_{a(35-27)} = 176,13 \text{ hab/año}$$

$$K_{a(35-28)} = 172 \text{ hab/año}$$

$$\overline{K_a} = 179,63 \text{ hab/año}$$

$$P_f = P_{uc} + \overline{K_a} * (T_f - T_{uc})$$

$$P_{f_{2021}} = 46013 + 179,63 * (2021 - 2018) = 46575 \text{ hab}$$

$$P_{f_{2022}} = 46013 + 179,63 * (2022 - 2018) = 46762 \text{ hab}$$

De manera similar se continúa proyectando la población, manteniendo constante el último censo y variando el año para el cual se quiere proyectar.

- ✓ Población flotante

$$P_{flt_{2021}} = 46575 * 0,12 = 5589 \text{ hab}$$

$$P_{flt_{2022}} = 46762 * 0,12 = 5611 \text{ hab}$$

Se realiza el mismo procedimiento para los siguientes años de la proyección.

- ✓ Población futura

$$P_{2021} = 46575 + 5589 = 52163 \text{ hab}$$

$$P_{2022} = 46762 + 5611 = 52373 \text{ hab}$$

Se realiza el mismo procedimiento para los siguientes años de la proyección.

- Método Geométrico

- ✓ Población

$$r = \left(\frac{Puc}{Pci} \right)^{\frac{1}{Tuc - Tci}} - 1$$

$$r_{(35-24)} = \left(\frac{53581}{51522} \right)^{\frac{1}{2035-2024}} - 1 = 0,36\%$$

$$r_{(35-25)} = \left(\frac{53581}{51736} \right)^{\frac{1}{2035-2025}} - 1 = 0,35\%$$

$$r_{(35-26)} = 0,34\%$$

$$r_{(35-27)} = 0,33\%$$

$$r_{(35-28)} = 0,33\%$$

$$\bar{r} = 0,34\%$$

$$Pf = Puc * (1 + r)^{Tf - Tuc}$$

$$Pf_{2021} = 46013 * (1 + 0,34\%)^{2021-2018} = 46506 \text{ hab}$$

$$Pf_{2022} = 46013 * (1 + 0,34\%)^{2022-2018} = 46672 \text{ hab}$$

De manera similar se continúa proyectando la población, manteniendo constante el año y población del último censo y variando año para el cual se quiere proyectar.

- ✓ Población flotante

$$P_{flt\ 2021} = 46506 * 0,12 = 5581$$

$$P_{flt\ 2022} = 46672 * 0,12 = 5601$$

- ✓ Población futura

$$P_{2021} = 46506 + 5581 = 52087$$

$$P_{2022} = 46672 + 5601 = 52273$$

- Método Exponencial
- ✓ Población

$$\overline{Kg} = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

$$\overline{Kg}_{(25-24)} = \frac{\ln 51736 - \ln 51522}{2025 - 2024} = 0,41\%$$

$$\overline{Kg}_{(26-25)} = \frac{\ln 51976 - \ln 51736}{2026 - 2025} = 0,46\%$$

$$\overline{Kg}_{(27-26)} = 0,38\%$$

$$\overline{Kg}_{(28-27)} = 0,39\%$$

$$\overline{Kg}_{(29-28)} = 0,39\%$$

$$\overline{Kg} = 0,41\%$$

$$Pf = P_{ci} * e^{Kg*(Tf-Tci)}$$

$$Pf_{2021} = 32946 * e^{0,41\%*(2021-1973)} = 39102$$

$$Pf_{2022} = 32946 * e^{0,41\%*(2022-1973)} = 39242$$

De manera similar se continúa proyectando la población, manteniendo constante el año y población del censo inicial y variando año para el cual se quiere proyectar.

- ✓ Población flotante

$$P_{flt_{2021}} = 39102 * 0,12 = 4692 \text{ hab}$$

$$P_{flt_{2022}} = 39242 * 0,12 = 4709 \text{ hab}$$

- ✓ Población futura

$$P_{2021} = 39102 + 4692 = 43794 \text{ hab}$$

$$P_{2022} = 39242 + 4709 = 43950 \text{ hab}$$

Cálculo de los caudales de diseño

- Caudal de aguas residuales domésticas (Q_D)

$$Q_D = \frac{C_R * P * D_{NETA}}{86400}$$

$$Q_D = \frac{0,85 * 56930 * 120}{86400} = 67,209 \text{ l/s}$$

- Caudal de infiltración (Q_I)

$$Q_I = 0,1 * A_I$$

$$Q_I = 0,1 * 59,214 = 5,921 \text{ l/s}$$

- Cálculo del caudal medio de diseño (Q_{MD})

$$Q_{MD} = Q_D + Q_{INS} + Q_{IND} + Q_C + Q_I$$

$$Q_{MD} = 67,209 + 12,95 + 0,39 + 4,84 + 5,921 = 91,310 \text{ l/s}$$

- Cálculo del caudal máximo horario (Q_{MH})

$$Q_{MH} = Q_{MD \text{ sin infiltración}} * F_{MH} + Q_I$$

$$Q_{MH} = 85,389 * 2,898 + 5,921 = 253,425 \text{ l/s}$$

- Cálculo del caudal máximo diario (Q_{Md})

$$Q_{Md} = Q_{MD \text{ sin infiltración}} * F_{Md} + Q_I$$

$$Q_{Md} = 85,389 * 2,099 + 5,921 = 185,1282 \text{ l/s}$$

- Cálculo del caudal máximo mensual (Q_{MM})

$$Q_{MM} = Q_{MD \text{ sin infiltración}} * F_{MM} + Q_I$$

$$Q_{MM} = 85,389 * 1,499 + 5,921 = 133,950 \text{ l/s}$$

Cargas contaminantes del vertimiento de aguas residuales

- DBO₅

$$Carga\ DBO_5 \left(\frac{Kg}{día} \right) = Q_{MD} \left(\frac{L}{día} \right) * C \left(\frac{Kg}{L} \right)$$

$$Carga\ DBO_5 \left(\frac{Kg}{día} \right) = 91,310 \frac{L}{s} * \frac{86400\ s}{1\ día} * 237,25 \frac{mg}{L} * \frac{1\ kg}{10^6\ mg} = 1871,7089$$

- SST

$$Carga\ SST \left(\frac{Kg}{día} \right) = Q_{MD} \left(\frac{L}{día} \right) * 237,25 \frac{mg}{L} \left(\frac{Kg}{L} \right)$$

$$Carga\ SST \left(\frac{Kg}{día} \right) = 91,310 \frac{L}{s} * \frac{86400\ s}{1\ día} * 323,88 \frac{mg}{L} * \frac{1\ kg}{10^6\ mg} = 2555,1489$$

- DQO

$$Carga\ DQO \left(\frac{Kg}{día} \right) = Q_{MD} \left(\frac{L}{día} \right) * C \left(\frac{Kg}{L} \right)$$

$$Carga\ DQO \left(\frac{Kg}{día} \right) = 91,310 \frac{L}{s} * \frac{86400\ s}{1\ día} * 540 \frac{mg}{L} * \frac{1\ kg}{10^6\ mg} = 4260,1594$$

Selección del tren de tratamiento

- Estimación eficiencia mínima de remoción

$$\%E = \frac{(Si - Se)}{Si} * 100$$

$$\%E\ DBO_5 = \frac{\left(237,25 \frac{mg}{L} - 90 \frac{mg}{L} \right)}{237,25 \frac{mg}{L}} * 100 = 62,06\%$$

$$\%E\ DQO = \frac{\left(540,00 \frac{mg}{L} - 180 \frac{mg}{L} \right)}{540,00 \frac{mg}{L}} * 100 = 66,67\%$$

$$\%E_{SST} = \frac{\left(323,88 \frac{mg}{L} - 90 \frac{mg}{L}\right)}{323,88 \frac{mg}{L}} * 100 = 72,21\%$$

- Concentración límite de DBO del efluente según la eficiencia mínima de remoción determinada

$$\%E = \frac{(Si - Se)}{Si} * 100$$

$$\frac{80\%}{100\%} * 237,25 \frac{mg}{L} = 237,25 \frac{mg}{L} - Se$$

$$189,8 \frac{mg}{L} = 237,25 \frac{mg}{L} - Se$$

$$Se = 47,45 \frac{mg}{L}$$

TREN DE TRATAMIENTO 1

Predimensionamiento del sedimentador primario

- Área

Con el caudal medio de diseño

$$A_{sed} = \frac{Q}{TDS} = \frac{91,31 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L}}{40 \frac{m^3}{m^2 * d} * \frac{1 d}{86400 s}} = 197,21 m^2$$

Con el caudal máximo horario

$$A_{sed} = \frac{Q}{TDS} = \frac{253,425 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L}}{66 \frac{m^3}{m^2 * d} * \frac{1 d}{86400 s}} = 331,72 m^2$$

- Volumen

$$V = A_{sed} * h$$

$$V = 331,72 m^2 * 4 m = 1326,89 m^3$$

- Tiempo de retención

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1326,89 \text{ m}^3}{253,425 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}}} = 1,5 \text{ h}$$

Predimensionamiento del filtro percolador

- Carga orgánica DBO₅ del afluente al filtro para Q_{MM}

$$C_o = \text{carga DBO}_5 \text{ del vertimiento} * (1 - 0,35)$$

$$C_o = 237,25 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * 133,950 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ kg}}{1000000 \text{ mg}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ d}} * (1 - 0,35) = 1784,74 \frac{\text{Kg}}{\text{d}}$$

- Volumen

$$V_{\text{filtro}} = \frac{C_o}{C_{o_v}} = \frac{1784,74 \frac{\text{Kg}}{\text{d}}}{2 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3 * \text{d}}} = 892,3722 \text{ m}^3$$

- Área

$$A_{\text{filtro}} = \frac{V_{\text{filtro}}}{D} = \frac{892,3722 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}} = 254,9634 \text{ m}^2$$

- Carga hidráulica

Caudal máximo mensual

$$C_H = \frac{Q}{A_{\text{filtro}}} = \frac{133,950 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}}{254,9634 \text{ m}^2} = 45,3919 \text{ m/d}$$

Caudal medio de diseño

$$C_H = \frac{Q}{A_{\text{filtro}}} = \frac{91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}}{254,9634 \text{ m}^2} = 30,9424 \text{ m/d}$$

Predimensionamiento del sedimentador secundario

- Área

Con el caudal medio de diseño

$$A_{sed} = \frac{Q}{TDS} = \frac{91,31 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L}}{18 \frac{m^3}{m^2 * d} * \frac{1 d}{86400 s}} = 438,2 m^2$$

Con el caudal máximo horario

$$A_{sed} = \frac{Q}{TDS} = \frac{253,425 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L}}{44 \frac{m^3}{m^2 * d} * \frac{1 d}{86400 s}} = 497,59 m^2$$

- Volumen

$$V = A_{sed} * h$$

$$V = 497,59 m^2 * 3,7 m = 1841,07 m^3$$

- Tiempo de retención

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1841,07 m^3}{253,425 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L} * \frac{1 d}{24 h}} = 2,02 h$$

Predimensionamiento del tanque de contacto de cloro

- Volumen

$$V_{clor} = Q * t_{clor} = 185,1282 \frac{l}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L} * 0,5 h * \frac{3600 s}{1 h} = 333,2308 m^3$$

- Área

$$A_{clor} = \frac{V_{clor}}{h} = \frac{333,2308 m^3}{3 m} = 111,0769 m^2$$

Predimensionamiento del espesor de lodos

- Carga SST removida en sedimentador primario

$$\text{Carga SST removida} = \frac{E_R}{100} * \text{Carga SST} = \frac{35}{100} * 2555,1489 \frac{\text{kgSST}}{d} = 894,3021 \frac{\text{kgSST}}{d}$$

- Concentración de DBO del afluente al filtro (sin recirculación)

$$S_o = \text{concentración DBO}_5 \text{ del vertimiento (mg/L)} * (1 - 0.35)$$

$$S_o = 237,25 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * (1 - 0.35) = 154,2 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

- Constante de trazabilidad $(\text{L/s})^{0,5}/\text{m}^2$ sin recirculación

$$K = K_1 \times \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{0.5} \times \left(\frac{S_1}{S_2}\right)^{0.5} \times \left(\frac{a}{90}\right)^{0.5} \times 1.035^{(T-20)}$$

$$K = 0,21 \times \left(\frac{6,1 \text{ m}}{3,5 \text{ m}}\right)^{0.5} \times \left(\frac{150 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}}{154,2 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * \frac{10^{-3} \text{ g}}{1 \text{ mg}} * \frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3}}\right)^{0.5} \times \left(\frac{98 \frac{\text{m}^2}{\text{m}^3}}{90}\right)^{0.5} \times 1.035^{(18-20)} = 0,266 \frac{\left(\frac{\text{L}}{\text{s}}\right)^{0,5}}{\text{m}^2}$$

- Concentración de DBO del efluente

$$S_e = S_o * \text{EXP}\left(\frac{-K * D}{C_H^n}\right) = 154,2 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * \text{EXP}\left(\frac{-0,266 \frac{\left(\frac{\text{L}}{\text{s}}\right)^{0,5}}{\text{m}^2} * 3,5 \text{ m}}{\left(\frac{91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{254,9634 \text{ m}^2}\right)^{0,5}}\right) = 31,48 \frac{\text{mg DBO}}{\text{L}}$$

- Producción de lodos en el filtro (Px)

$$P_x = Q * (Y * (S_o - S_e)) * 0,001$$

$$P_x = 91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ d}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \left(0,75 \frac{\text{kg SST}}{\text{kg DBO}} * \left(154,2 \frac{\text{mg DBO}}{\text{L}} - 31,48 \frac{\text{mg DBO}}{\text{L}}\right)\right) * 0,001$$

$$P_x = 726,19 \frac{\text{Kg SST}}{\text{d}}$$

- Producción de lodos total

$$\begin{aligned} P \text{ Lodos} &= \text{Carga SS removida} + P_x = 894,3021 \frac{\text{kg}}{\text{d}} + 726,19 \frac{\text{Kg SST}}{\text{d}} \\ &= 1620,50 \frac{\text{Kg SST}}{\text{d}} \end{aligned}$$

- Área

$$A \quad \text{Espesador} = \frac{P \text{ Lodos}}{CS} = \frac{1620,50 \frac{\text{Kg SST}}{d}}{40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 * d}} = 40,5123 \text{ m}^2$$

Predimensionamiento del digestor anaerobio

- Carga de SS afluyente al digestor

$$\text{Carga de SS afluyente al digestor} = \text{Plodos} * \frac{\text{captura de SS en espesador}}{100}$$

$$\text{Carga de SS afluyente al digestor} = 1620,50 \frac{\text{Kg SST}}{d} * \frac{95}{100} = 1539,475 \frac{\text{Kg SST}}{d}$$

- Caudal de lodos

$$Q_{\text{lodo}} = \frac{\text{Carga de SS afluyente al digestor}}{\text{concentración de SS de lodo excedente}} = \frac{1539,475 \frac{\text{Kg}}{d}}{50 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}}$$

$$Q_{\text{lodo}} = 30,79 \frac{\text{m}^3}{d}$$

- Volumen

$$V_{\text{dig}} = t * Q_{\text{lodo}} = 18d * 30,79 \frac{\text{m}^3}{d} = 554,2098 \text{ m}^3$$

- Área

$$A_{\text{dig}} = \frac{V_{\text{dig}}}{h} = \frac{554,2098 \text{ m}^3}{6 \text{ m}} = 92,3683 \text{ m}^2$$

- Carga de SSV afluyente al digestor

$$\text{carga de SSV afluyente al digestor} = \text{carga de ss afluyente al digestor} * \frac{\text{relación } \frac{\text{SSV}}{\text{SS}} \text{ lodo excedente}}{100}$$

$$\text{carga de SSV afluyente al digestor} = 1539,475 \frac{\text{Kg}}{d} * \frac{77}{100} = 1185,3957 \frac{\text{Kg SSV}}{d}$$

- Carga orgánica volumétrica en el digestor

$$\begin{aligned} \text{carga orgánica volumetrica} &= \frac{\text{carga de SSV afluente al digestor}}{V_{\text{dig}}} = \frac{1185,3957 \frac{\text{Kg SSV}}{\text{d}}}{554,2098 \text{ m}^3} \\ &= 2,1389 \frac{\text{KgSSV}}{\text{d} * \text{m}^3} \end{aligned}$$

TREN DE TRATAMIENTO 2

Predimensionamiento del reactor de lodos activados

- Volumen

$$V_{\text{reactor l}} = \frac{C_o}{LV} = \frac{1784,74 \frac{\text{Kg}}{\text{d}}}{0,7 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3 * \text{d}}} = 2549,6285 \text{ m}^3$$

- Área

$$A_{\text{reactor l}} = \frac{V_{\text{reactor l}}}{h} = \frac{2549,6285 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}} = 728,4653 \text{ m}^2$$

- Tiempo de retención

Caudal máximo mensual

$$td = \frac{V_{\text{reactor l}}}{Q} = \frac{2549,6285 \text{ m}^3}{133,950 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}}} = 5,2873 \text{ h}$$

Caudal medio de diseño

$$td = \frac{V_{\text{reactor l}}}{Q} = \frac{2549,6285 \text{ m}^3}{91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}}} = 7,7563 \text{ h}$$

Predimensionamiento del espesador de lodos

- Concentración de DBO soluble

$$S_{\text{sol}} = \frac{K_s \times (1 + K_d \times \theta_c)}{\theta_c \times (Y_s \times K - K_d) - 1} = \frac{80 \frac{\text{mg DBO}}{\text{L}} \times (1 + 0,1 \text{d}^{-1} \times 10 \text{d})}{10 \text{d} \times \left(0,45 \frac{\text{mgSSV}}{\text{mgDBO}} \times 5 \text{d}^{-1} - 0,1 \text{d}^{-1}\right) - 1}$$

$$S_{\text{sol}} = 7,8 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

- Biomasa activa en el reactor (X_a)

$$X_a = \frac{Y_s \times (S_o - S_{sol})}{1 + K_d \times \theta_c} \times \frac{\theta_c}{t_d} = \frac{0,45 \frac{mgSSV}{mgDBO} \times \left(154,2 \frac{mg}{L} - 7,8 \frac{mg}{L}\right)}{1 + 0,1d^{-1} \times 10 d} \times \frac{10 d}{0,3232 d}$$

$$X_a = 1019,2362 mg/L$$

- Sólidos inertes (X_i)

$$X_i = \frac{\theta_c}{0,2} = \frac{10}{0,2} = 50 mg/L$$

- X_{total}

$$X_{total} = X_i + X_a = 1069,24 mg/L$$

- Sólidos suspendidos del efluente (X_{ef})

$$X_{ef} = \left(\frac{X_{total}}{185}\right) * 2,71828^{0,000325 * X_{total}} = 8,18 mg/L$$

- Concentración de DBO suspendida

$$S_{sus} = X_{ef} * \frac{160}{113} = 11,58 mg/L$$

- Concentración de DBO total del efluente

$$S = S_{sol} + S_{sus} = 7,8 \frac{mg}{L} + 11,58 \frac{mg}{L} = 19,39 \frac{mg}{L}$$

- Producción de lodos en el reactor (P_x)

$$P_x = Q \left[\frac{Y_s \times (S_o - S)}{1 + K_d \times \theta_c} \times (1 + 0,1 \times K_d \times \theta_c) + x_{ii} \right] \times 0,001$$

$$P_x = 91,310 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L} * \frac{86400 s}{1 día} * \left[\frac{0,45 \frac{mgSSV}{mgDBO} \times \left(154,2 \frac{mg}{L} - 19,39 \frac{mg}{L}\right)}{1 + 0,1 \times 10d} \times (1 + 0,1 \times 0,1 \times 10d) + 15 \frac{mg}{L} \right] \times 0,001$$

$$P_x = 381,5906 \frac{KgSSV}{d}$$

- Producción de lodos total

$$P_{Lodos} = \frac{P_x}{\text{relación SSV/SS}} (kgSST/d) + \text{Carga ss removida}(Kg/día)$$

$$P \text{ Lodos} = \frac{381,5906 \frac{\text{KgSSV}}{d}}{0,69 \frac{\text{SSV}}{\text{SST}}} + 894,3021 \frac{\text{kgSST}}{d} = 1447,3318 \frac{\text{kgSST}}{d}$$

- Área

$$A \text{ Espesador} = \frac{P \text{ Lodos}}{CS} = \frac{1447,3318 \frac{\text{kgSST}}{d}}{40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot d}} = 36,1833 \text{m}^2$$

Predimensionamiento del digestor anaerobio

- Carga de SS afluyente al digestor

$$\text{Carga de SS afluyente al digestor} = P \text{ lodos} * \frac{\text{captura de SS en espesador}}{100}$$

$$\text{Carga de SS afluyente al digestor} = 1447,3318 \frac{\text{kgSST}}{d} * \frac{95}{100} = 1374,9652 \frac{\text{kgSST}}{d}$$

- Caudal de lodos

$$Q_{\text{lodo}} = \frac{\text{Carga de SS afluyente al digestor}}{\text{concentración de SS de lodo excedente}} = \frac{1374,9652 \frac{\text{kgSST}}{d}}{40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}} = 34,3741 \frac{\text{m}^3}{d}$$

- Volumen

$$V_{\text{dig}} = t * Q_{\text{lodo}} = 18d * 34,3741 \frac{\text{m}^3}{d} = 618,7343 \text{m}^3$$

- Área

$$A_{\text{dig}} = \frac{V_{\text{dig}}}{h} = \frac{618,7343 \text{m}^3}{6 \text{m}} = 103,1223 \text{m}^2$$

- Carga de SSV afluyente al digestor

$$\text{carga de SSV afluyente al digestor} = \text{carga de ss afluyente al digestor} * \frac{\text{relación } \frac{\text{SSV}}{\text{SS}} \text{ lodo excedente}}{100}$$

$$\text{carga de SSV afluente al digestor} = 1374,9652 \frac{\text{kgSST}}{\text{d}} * \frac{77}{100} = 1058,7232 \frac{\text{kgSSV}}{\text{d}}$$

- Carga orgánica volumétrica en el digestor

$$\text{carga orgánica volumetrica} = \frac{\text{carga de SSV afluente al digestor}}{\text{Vdig}} = \frac{1058,7232 \frac{\text{kgSSV}}{\text{d}}}{618,7343 \text{ m}^3} = 1,7111 \frac{\text{KgSSV}}{\text{m}^3 * \text{d}}$$

TREN DE TRATAMIENTO 3

Predimensionamiento de la laguna anaerobia

- Volumen

$$Vlagana = \frac{\text{carga DBO}_5 \text{ del vertimiento}}{Co_v} = \frac{1871,7089 \frac{\text{Kg}}{\text{d}}}{200 \frac{\text{g DBO}}{\text{m}^3 * \text{d}} * \frac{1 \text{ Kg DBO}}{1000 \text{ g DBO}}} = 9858,5445 \text{ m}^3$$

- Área

$$Alagana = \frac{Vlagana}{h} = \frac{9858,5445 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}} = 2673,8698 \text{ m}^2$$

- Tiempo de retención

Caudal máximo mensual

$$td = \frac{Vlagana}{Q} = \frac{9858,5445 \text{ m}^3}{133,950 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}} = 1 \text{ d}$$

Caudal medio de diseño

$$td = \frac{Vlagana}{Q} = \frac{9858,5445 \text{ m}^3}{91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}} = 1,2496 \text{ d}$$

Predimensionamiento de la laguna facultativa

- Carga orgánica DBO₅ del afluente a la laguna f

$$\text{Cof} = \text{carga DBO}_5 \text{ del vertimiento} * (1 - 0,5)$$

$$\text{Cof} = 1871,7089 \frac{\text{Kg}}{\text{d}} * (1 - 0,5) = 935,8544 \frac{\text{Kg}}{\text{d}}$$

- Área

$$\text{Alagf} = \frac{\text{Cof}}{\text{Co}_v} = \frac{935,8544 \frac{\text{Kg}}{\text{d}}}{150 \frac{\text{Kg}}{\text{ha} * \text{d}}} = 6,2390 \text{ ha}$$

- Volumen

$$\text{Vlagf} = \text{Alagf} * h = 6,2390 \text{ ha} * \frac{10000 \text{ m}^2}{1 \text{ ha}} * 2\text{m} = 124789 \text{ m}^3$$

- Tiempo de retención

Caudal máximo mensual

$$td = \frac{\text{Vlagf}}{Q} = \frac{124789 \text{ m}^3}{133,950 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}} = 10,7825 \text{ d}$$

Caudal máximo horario

$$td = \frac{\text{Vlagf}}{Q} = \frac{124789 \text{ m}^3}{253,425 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}} = 5,6992 \text{ d}$$

Caudal medio de diseño

$$td = \frac{\text{Vlagf}}{Q} = \frac{124789 \text{ m}^3}{91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}} = 15,8177 \text{ d}$$

Predimensionamiento de la laguna de maduración

- Volumen de la laguna

$$V = \text{caudal} * \text{tiempo} = 7888,32 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 5 \text{ d} = 39445,9 \text{ m}^3$$

- Área de la laguna

$$A = \frac{V}{Z} = \frac{39445,9 \text{ m}^3}{1,5 \text{ m}} = 26297,27 \text{ m}^2$$

Estimación de costos de inversión para tecnologías preseleccionadas

- Costo de inversión para sedimentador primario

$$C_{S_{1978}} = 375Q^{0.7}$$

$$C_{2020} = C_{S_{1978}} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85}{1}$$

$$C_{2020} = 375 * \left(91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1}\right)^{0.7} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85}{1} = \$3.107.101.149$$

- Costo de inversión para filtro percolador (incluye reactor+ sedimentador secundario)

$$C_{f_{1978}} = 8271Q^{0.46}$$

$$C_{2020} = C_{f_{1978}} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85 \text{ pesos}}{1 \text{ dolar}}$$

$$C_{2020} = 8271 * \left(91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1}\right)^{0.46} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85 \text{ pesos}}{1 \text{ dolar}} = \$7.954.162.224$$

- Costo de inversión para lodos activados (incluye reactor y sedimentador secundario)

$$C_{l_{1978}} = 1076Q^{0.75}$$

$$C_{2020} = C_{l_{1978}} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85}{1}$$

$$C_{2020} = 1076 * \left(91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1}\right)^{0.75} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85}{1} = \$13.963.297.000,76$$

- Costo de inversión para tanque de contacto de cloro

$$C_{t_{1978}} = 299Q^{0.65}$$

$$C_{2020} = C_{t_{1978}} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85}{1}$$

$$C_{2020} = 299 * \left(91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1}\right)^{0.65} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85}{1} = \$1.581.771.360$$

- Costo de inversión para espesador

$$C_{e_{1978}} = 216Q^{0.70}$$

$$C_{2020} = C_{e_{1978}} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85}{1}$$

$$C_{2020} = 216 * \left(91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1} \right)^{0.7} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85}{1} = \$1.789.690.262$$

- Costo de inversión para digester anaerobio

$$Cd_{1978} = 137Q^{0,92}$$

$$C_{2020} = Cd_{1978} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85}{1}$$

$$C_{2020} = 137 * \left(91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1} \right)^{0,92} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85}{1} = \$8.173.192.912$$

- Costo de inversión para laguna de estabilización (incluye laguna anaerobia, facultativa y de maduración)

$$Cle_{1978} = 2836Q^{0,67}$$

$$C_{2020} = Cle_{1978} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85}{1}$$

$$C_{2020} = 2836 * \left(91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1} \right)^{0,67} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85}{1} = \$17.952.270.000,68$$

Estimación de costos de operación y mantenimiento

- Costos de operación y mantenimiento para el tren 1

$$C1_{1978} = 26,07Q^{0,94}$$

$$C1_{2020} = C1_{1978} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85}{1}$$

$$C_{2020} = 26,07 * \left(91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1} \right)^{0,94} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85}{1} = \$1.861.027.777$$

$$\text{Costo mensual} = \$1.861.027.777 / 12 = \$155.085.648,1$$

- Costos de operación y mantenimiento para el tren 2

$$\text{Costos} = 0,103 * \frac{3648,85}{1} * 91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1} \times 365 d = \$1.082.226.552$$

$$2.588.183.680$$

$$\text{Costo mensual} = \$1.082.226.552/12 = \$215.681.973,4$$

- Costos de operación y mantenimiento para el tren 3

$$\text{Costos} = 0,022 * \frac{3648,85}{1} * 91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1} \times 365 d = \$231.155.185,8 \$$$

$$\text{Costo mensual} = \$231.155.185,8/12 = \$19.262.932,15$$

DISEÑO DE REJILLAS

- Área transversal del canal de entrada (mojada)

$$A_{canal} = \frac{Q}{V_a} = \frac{253,425 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L}}{1 \frac{m}{s}} = 0,2534 m^2$$

- Altura de la lámina de agua

$$\text{Altura de la lámina de agua} = \frac{A_{canal}}{w} = \frac{0,2534 m^2}{0,6 m} = 0,4223 m$$

- Velocidad de aproximación

Para caudal máximo mensual

$$V_a = \frac{Q}{A_{canal}} = \frac{133,950 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L}}{0,2534 m^2} = 0,5286 m/s$$

Para caudal medio de diseño

$$V_a = \frac{Q}{A_{canal}} = \frac{91,310 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L}}{0,2534 m^2} = 0,3603 m/s$$

- Número de barras

$$N_b = \frac{w}{b - S} = \frac{0,6 m * \frac{100 cm}{1 m}}{6 cm - 1,27 cm} = 13 \text{ barras}$$

- Factor B de pérdida

$$B = \beta * \left(\frac{S}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen}(\theta) = 2,42 * \left(\frac{1,27 \text{ cm}}{6 \text{ cm}}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen}(45) = 0,2158 \text{ cm}$$

- Perdida de carga

Para caudal máximo horario

$$H = B * \left(\frac{V_{aprox}^2}{2 * g}\right) = 0,2158 \text{ cm} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} * \left(\frac{\left(1 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}\right) = 1,1e - 4 \text{ m} = 1,1 \text{ cm}$$

Para caudal máximo mensual

$$H = B * \left(\frac{V_{aprox}^2}{2 * g}\right) = 0,2158 \text{ cm} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} * \left(\frac{\left(0,5286 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}\right) = 3,076e - 5 \text{ m}$$

$$= 0,003 \text{ cm}$$

Para caudal medio de diseño

$$H = B * \left(\frac{V_{aprox}^2}{2 * g}\right) = 0,2158 \text{ cm} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} * \left(\frac{\left(0,3603 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}\right) = 1,42e - 5 \text{ m}$$

$$H = 0,001 \text{ cm}$$

- Velocidad entre barras

Para caudal máximo horario

$$V_{mb} = \frac{Q}{\text{Área efectiva}} = \frac{253,425 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}}}{0,2534 \text{ m}^2 - (13 \text{ barras} * 0,0127 \text{ m} * 0,422 \text{ m})} = 1,3797 \text{ m/s}$$

Para caudal máximo mensual

$$V_{mb} = \frac{Q}{\text{Área efectiva}} = \frac{133,950 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}}}{0,2534 \text{ m}^2 - (13 \text{ barras} * 0,0127 \text{ m} * 0,422 \text{ m})} = 0,7293 \text{ m/s}$$

Para caudal medio de diseño

$$V_{mb} = \frac{Q}{\text{Área efectiva}} = \frac{91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}}}{0,2534 \text{ m}^2 - (13 \text{ barras} * 0,0127 \text{ m} * 0,422 \text{ m})} = 0,5 \text{ m/s}$$

- Pérdida de carga (colmatada 50%)

$$H_{colmatado} = \left(\frac{(2 * V_{mb})^2 - (V_{aprox})^2}{2 * g} \right) * \left(\frac{1}{0.7} \right)$$

$$H_{colmatado} = \left(\frac{(2 * 1,38 \frac{m}{s})^2 - (1 \frac{m}{s})^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} \right) * \left(\frac{1}{0.7} \right) = 0,4823 m$$

- Número de espacios entre barras

$$\text{Número de espacios} = Nb + 1 = 13 + 1 = 14 \text{ barras}$$

- Longitud de la rejilla

$$L = \frac{\text{altura total de la rejilla}}{\text{sen } \theta} = \frac{0,4223 m + 0,2 m}{\text{sen } 45} = 0,88 m$$

- Área total de rejillas

$$AS_{rejillas} = \text{ancho} * \text{altura total de la rejilla} = 0,6 m * 0,62 m = 0,3734 m^2$$

DISEÑO DE DESARENADOR

- Largo

$$\frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = 10$$

$$\text{largo} = 10 * \text{ancho}$$

$$\text{largo} = 10 * 1,05 m = 10,5 m$$

- Área superficial del desarenador

$$AS_{desarenador} = \text{ancho} * \text{largo} = 1,05 m * 10,5 m = 11,025 m^2$$

- Área transversal del desarenador

$$AT_{desarenador} = \text{ancho} * \text{profundidad de la zona de sedimentación}$$

$$AT_{desarenador} = 1,05 m * 0,4223 m = 0,4434 m^2$$

- Tasa de desbordamiento superficial

Para caudal máximo horario

$$TDS_{desarenador} = \frac{Q}{AS_{desarenador} * 2} = \frac{253,425 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{86400s}{1d}}{2 * 11,025 m^2} = 993,0122 m/d$$

Para caudal medio de diseño

$$TDS_{desarenador} = \frac{Q}{AS_{desarenador}} = \frac{91,310 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{86400s}{1d}}{11,025 m^2} = 715,5722 m/d$$

Para caudal máximo mensual

$$TDS_{desarenador} = \frac{Q}{AS_{desarenador}} = \frac{133,950 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{86400s}{1d}}{11,025 m^2} = 1049,7306 m/d$$

- Velocidad horizontal

Para caudal máximo horario

$$v_H = \frac{Q}{AT_{desarenador} * 2} = \frac{253,425 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L}}{2 * 0,4434 m^2} = 0,29 m/s$$

Para caudal medio de diseño

$$v_H = \frac{Q}{AT_{desarenador}} = \frac{91,310 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L}}{0,4434 m^2} = 0,21 m/s$$

Para caudal máximo mensual

$$v_H = \frac{Q}{AT_{desarenador}} = \frac{133,950 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L}}{0,4434 m^2} = 0,3m/s$$

- Velocidad de sedimentación (Vs)

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{\rho_s - \rho}{\mu} * d^2 = \frac{9,8 \frac{cm}{s^2}}{18} * \frac{\left(2,65 \frac{g}{cm^3} - 0,998 \frac{g}{cm^3}\right)}{0,0103 \frac{cm^2}{s}} * (0,0123cm)^2$$

$$V_s = 1,3170 \frac{cm}{s} * \frac{1m}{100cm} * \frac{86400s}{1d} = 1137,8812 \frac{m}{d}$$

- Tiempo de sedimentación o de caída vertical

$$t_s = \frac{\text{profundidad de la zona de sedimentación}}{V_s} = \frac{0,4223 m}{1137,8812 \frac{m}{d} * \frac{1 d}{86400 s}} = 32,0655 s$$

- Tiempo de recorrido horizontal

Para caudal máximo horario

$$t_h = \frac{\text{largo del desarenador}}{v_H} = \frac{10,5 m}{0,29 m/s} = 36,2068 s$$

Para caudal medio de diseño

$$t_h = \frac{\text{largo del desarenador}}{v_H} = \frac{10,5 m}{0,21 m/s} = 50 s$$

Para caudal máximo mensual

$$t_h = \frac{\text{largo del desarenador}}{v_H} = \frac{10,5 m}{0,3 m/s} = 35 s$$

- Volumen útil de la zona de desarenación

Volumen útil zona desarenación = ancho * largo * profundidad de la zona de sedimentación

$$\text{Volumen útil zona desarenación} = 1,05 m * 10,5 m * 0,4223 m = 4,6558 m^3$$

- Profundidad total útil

profundidad total útil = profundidad de la tolva almacenamiento arenas + profundidad de la zona de sedimentación)

$$\text{profundidad total útil} = 0,4 \text{ m} + 0,4223 \text{ m} = 0,8223 \text{ m}$$

DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO

- Área una unidad

$$A_{\text{unidad}} = \frac{A_{\text{sed}}}{2} = \frac{331,72 \text{ m}^2}{2} = 165,86 \text{ m}^2$$

- Volumen una unidad

$$V = A_{\text{unidad}} * h = 165,86 \text{ m}^2 * 4 \text{ m} = 663,44 \text{ m}^3$$

- Diámetro

$$\text{diámetro del filtro} = \sqrt{\frac{A_{\text{unidad}}}{\pi}} * 2 = \sqrt{\frac{165,86 \text{ m}^2}{\pi}} * 2 = 14,53 \text{ m}$$

DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR

- La concentración DBO efluente del filtro (S_e)

$$\begin{aligned} S_e &= S_o * (1 - 0.86) \\ S_e &= 154,21 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * (1 - 0.86) = 21,5894 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

- La concentración DBO efluente del filtro con recirculación (S_{eR})

$$\begin{aligned} S_{eR} &= S_a * (1 - 0.86) \\ S_{eR} &= 87,9 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * (1 - 0.86) = 12,306 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

- Concentración de DBO del afluente al filtro, incluyendo la recirculación (S_a)

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{S_o + RS_e}{1 + R} \\ S_a &= \frac{154,2125 \frac{\text{mg}}{\text{l}} + 1 * 21,5894 \frac{\text{mg}}{\text{l}}}{1 + 1} \\ S_a &= 87,9 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

- Constante de trazabilidad $(L/s)^{0,5}/m^2$ sin recirculación

$$K = K1 \times \left(\frac{D1}{D2}\right)^{0,5} \times \left(\frac{S1}{S2}\right)^{0,5} \times \left(\frac{a}{90}\right)^{0,5} \times 1.035^{(T-20)}$$

$$K = 0,21 \times \left(\frac{6,1 m}{3,5 m}\right)^{0,5} \times \left(\frac{150 \frac{g}{m^3}}{87,9 \frac{mg}{L} * \frac{10^{-3} g}{1 mg} * \frac{1000 L}{1 m^3}}\right)^{0,5} \times \left(\frac{98 \frac{m^2}{m^3}}{90}\right)^{0,5} \times 1.035^{(18-20)}$$

$$K = 0,3528 \frac{\left(\frac{L}{s}\right)^{0,5}}{m^2}$$

- Carga hidráulica con recirculación

$$q = \left[\frac{K * D}{\ln\left(\frac{(S_o + R) * S_e}{(1 + R) * S_e}\right)} \right]^{\frac{1}{n}} = \left[\frac{0,3528 \frac{\left(\frac{L}{s}\right)^{0,5}}{m^2} * 3,5 m}{\ln\left(\frac{154,21 \frac{mg}{L} + 1 * 21,589 \frac{mg}{L}}{(1 + 1) * 21,589 \frac{mg}{L}}\right)} \right]^{0,5 m} = 0,7734 \frac{L}{m^2 * s}$$

- Área del filtro

$$A_{filtro} = \frac{Q}{q} = \frac{91,310 \frac{L}{s}}{0,7734 \frac{L}{m^2 * s} * 2} * (1 + 1) = 118,0631 m^2$$

- Chequeo carga hidráulica

Caudal medio con recirculación

$$q = \frac{Q}{A_{filtro} * 2} = \frac{91,310 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L} * \frac{86400 s}{1 d}}{118,0631 m^2 * 2} * (1 + 1) = 66,82 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Caudal máximo mensual

$$q = \frac{Q}{2 * A_{filtro}} = \frac{133,950 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L} * \frac{86400 s}{1 d}}{118,0631 m^2 * 2} = 49,02 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Caudal máximo horario

$$q = \frac{Q}{2 * A_{filtro}} = \frac{253,425 \frac{L}{s} * \frac{1 m^3}{1000 L} * \frac{86400 s}{1 d}}{118,0631 m^2 * 2} = 92,73 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Caudal medio sin recirculación

$$q = \frac{Q}{A_{\text{filtro}} * 2} = \frac{91,310 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{86400 s}{1 d}}{118,0631 m^2 * 2} = 33,41 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

- Recalculo de la carga hidráulica con la nueva área determinada (147 m²)

Caudal medio con recirculación

$$q = \frac{Q}{A_{\text{filtro}} * 2} = \frac{91,310 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{86400 s}{1 d}}{147 m^2 * 2} * (1 + 1) = 53,67 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Caudal máximo mensual

$$q = \frac{Q}{2 * A_{\text{filtro}}} = \frac{133,950 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{86400 s}{1 d}}{147 m^2 * 2} = 39,36 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Caudal máximo horario

$$q = \frac{Q}{2 * A_{\text{filtro}}} = \frac{253,425 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{86400 s}{1 d}}{147 m^2 * 2} = 74,5 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Caudal medio sin recirculación

$$q = \frac{Q}{A_{\text{filtro}} * 2} = \frac{91,310 \frac{L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{86400 s}{1 d}}{147 m^2 * 2} = 26,83 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

- Volumen

$$volumen del filtro = \text{área del filtro} * D = 147 m^2 * 3,5 m = 514,5 m^3$$

- Diámetro del filtro

$$diámetro del filtro = \sqrt{\frac{\text{área del filtro}}{\pi}} * 2 = \sqrt{\frac{147 m^2}{\pi}} * 2 = 6,84 m * 2$$

$$diámetro del filtro = 14 m$$

- Carga de ingreso al filtro

$$CI = S_o * Q = 154,21 \frac{mg}{L} * \frac{133,950 \frac{L}{s}}{2} * \frac{1 kg}{1000000 mg} * \frac{86400 s}{1 d} = 892,37 \frac{kg}{d}$$

- Carga orgánica volumétrica en condición crítica

$$COc = \frac{CI}{\text{Volumen del filtro}} = \frac{892,37 \frac{kg}{d}}{514,5 m^3} = 1,73 \frac{kg}{m^3 d}$$

- Concentración del efluente cuando no se presenta recirculación

Caudal máximo mensual

$$Se = So * \text{EXP}\left(\frac{-K * D}{q^n}\right) = 154,2 \frac{mg}{L} * \text{EXP}\left(\frac{-0,266 \frac{\left(\frac{L}{s}\right)^{0,5}}{m^2} * 3,5m}{39,36 \frac{m^3}{m^2 * d} * \frac{1000L}{1 m^3} * \frac{1d}{86400s}}\right) = 19,98 \frac{mg}{L}$$

Caudal medio sin recirculación

$$Se = So * \text{EXP}\left(\frac{-K * D}{q^n}\right) = 154,2 \frac{mg}{L} * \text{EXP}\left(\frac{-0,266 \frac{\left(\frac{L}{s}\right)^{0,5}}{m^2} * 3,5m}{26,83 \frac{m^3}{m^2 * d} * \frac{1000L}{1 m^3} * \frac{1d}{86400s}}\right)$$

$$Se = 7,69 \frac{mg}{L}$$

Caudal máximo horario

$$Se = So * \text{EXP}\left(\frac{-K * D}{q^n}\right) = 154,2 \frac{mg}{L} * \text{EXP}\left(\frac{-0,266 \frac{\left(\frac{L}{s}\right)^{0,5}}{m^2} * 3,5m}{74,5 \frac{m^3}{m^2 * d} * \frac{1000L}{1 m^3} * \frac{1d}{86400s}}\right)$$

$$Se = 52,38 \frac{mg}{L}$$

- Cargas de DBO (kg/d) para todos los caudales

Caudal medio con recirculación

$$Ca_R = Sa * Q$$

$$Ca_R = 87,9 \frac{mg}{L} * \frac{1 Kg}{1000000 mg} * \frac{91,310 \frac{L}{s}}{2} * (1 + 1) * \frac{86400 s}{1d} = 693,47 \frac{kg DBO}{d}$$

Caudal medio sin recirculación

$$Ca = So * Q$$

$$Ca = 154,21 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * \frac{1 \text{ Kg}}{1000000 \text{ mg}} * \frac{91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{2} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ d}} = 608,31 \frac{\text{kg DBO}}{\text{d}}$$

Caudal máximo mensual sin recirculación

$$Ca = So * Q$$

$$Ca = 154,21 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * \frac{1 \text{ Kg}}{1000000 \text{ mg}} * \frac{133,950 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{2} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ d}} = 892,3577 \frac{\text{kg DBO}}{\text{d}}$$

Caudal máximo horario

$$Ca_d = \frac{\text{Carga DBO}_5}{Q_{MH}} * (1 - 0,35) * Q = \frac{1871,7089 \frac{\text{Kg}}{\text{d}}}{253,425 \frac{\text{L}}{\text{s}}} * (1 - 0,35) * 253,425 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$Ca_d = 1216,6107 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

- Cargas de DBO volumétricas (kg/m³d) para todos los caudales

Caudal medio con recirculación

$$Cov = \frac{Ca_R}{\text{Volumen del filtro}} = \frac{693,47 \frac{\text{kg DBO}}{\text{d}}}{514,5 \text{ m}^3} = 1,348 \frac{\text{kg DBO}}{\text{m}^3 \text{ d}}$$

Caudal máximo mensual

$$Cov = \frac{Ca}{\text{Volumen del filtro}} = \frac{892,37 \frac{\text{kg DBO}}{\text{d}}}{514,5 \text{ m}^3} = 1,7344 \frac{\text{kg DBO}}{\text{m}^3 \text{ d}}$$

Caudal máximo horario

$$Cov = \frac{Ca_d}{\text{Volumen del filtro}} = \frac{1216,6107 \frac{\text{kg DBO}}{\text{d}}}{514,5 \text{ m}^3} = 2,3646 \frac{\text{kg DBO}}{\text{m}^3 \text{ d}}$$

Caudal medio sin recirculación

$$Cov = \frac{Ca}{\text{Volumen del filtro}} = \frac{608,31 \frac{\text{kg DBO}}{\text{d}}}{514,5 \text{ m}^3} = 1,1823 \frac{\text{kg DBO}}{\text{m}^3 \text{ d}}$$

- Velocidad de rotación

Caudal medio con recirculación

$$n = \frac{(1 + R)(q)(10^3 \text{ mm/m})}{(A)(DR)(60 \text{ min/h})} = \frac{(1 + 1)\left(\frac{53,67 \text{ m/d}}{24}\right)(10^3 \text{ mm/m})}{(2)(250 \text{ mm/pass})(60 \text{ min/h})} = 0,15 \text{ rev/min}$$

Caudal máximo mensual

$$n = \frac{(1 + R)(q)(10^3 \text{ mm/m})}{(A)(DR)(60 \text{ min/h})} = \frac{(1 + 1)\left(\frac{39,36 \text{ m/d}}{24}\right)(10^3 \text{ mm/m})}{(2)(350 \text{ mm/pass})(60 \text{ min/h})} = 0,078 \text{ rev/min}$$

Caudal máximo horario

$$n = \frac{(1 + R)(q)(10^3 \text{ mm/m})}{(A)(DR)(60 \text{ min/h})} = \frac{(1 + 1)\left(\frac{74,5}{24}\right)(10^3 \text{ mm/m})}{(2)(400 \text{ mm/pass})(60 \text{ min/h})} = 0,13 \text{ rev/min}$$

Caudal medio sin recirculación

$$n = \frac{(1 + R)(q)(10^3 \text{ mm/m})}{(A)(DR)(60 \text{ min/h})} = \frac{(1 + 1)\left(\frac{26,83}{24}\right)(10^3 \text{ mm/m})}{(2)(80 \text{ mm/pass})(60 \text{ min/h})} = 0,23 \text{ rev/min}$$

- Tiempos de rotación

Caudal medio con recirculación

$$tr = \frac{1}{n} = \frac{1}{0,15 \text{ rev/min}} = 6,67 \text{ min/rev}$$

Caudal máximo mensual

$$tr = \frac{1}{n} = \frac{1}{0,078 \text{ rev/min}} = 12,82 \text{ min/rev}$$

Caudal máximo horario

$$tr = \frac{1}{n} = \frac{1}{0,13 \text{ rev/min}} = 7,69 \text{ min/rev}$$

Caudal medio sin recirculación

$$tr = \frac{1}{n} = \frac{1}{0,23 \text{ rev/min}} = 4,35 \text{ min/rev}$$

DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

- Área una unidad

$$A_{unidad} = \frac{A_{sed}}{2} = \frac{497,59 \text{ m}^2}{2} = 248,795 \text{ m}^2$$

- Volumen una unidad

$$V = A_{unidad} * h = 248,795 \text{ m}^2 * 3,7\text{m} = 920,5415 \text{ m}^3$$

- Diámetro

$$\text{diámetro del filtro} = \sqrt{\frac{A_{unidad}}{\pi}} * 2 = \sqrt{\frac{248,795 \text{ m}^2}{\pi}} * 2 = 16,69 \text{ m}$$

DISEÑO DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

- Ancho del tanque

$$\frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = 10$$

$$\text{largo} = 10 * \text{ancho}$$

$$A_{clor} = \text{ancho} * \text{largo}$$

$$A_{clor} = \text{ancho}^2 * 10$$

$$\text{ancho} = \sqrt{\frac{A_{clor}}{10}} = \sqrt{\frac{111,0769 \text{ m}^2}{10}} = 3,3328 \text{ m}$$

- Largo del tanque

$$\text{largo} = 10 * \text{ancho} = 10 * 3,3328 \text{ m} = 33,33 \text{ m}$$

DISEÑO DEL ESPESADOR DE LODOS

- Carga SST removida en sedimentador primario

$$\text{Carga SST removida} = \frac{E_R}{100} * \text{Carga SST} = \frac{35}{100} * 2555,1489 \frac{\text{kgSST}}{d} = 894,3021 \frac{\text{kgSST}}{d}$$

- Concentración de DBO del afluente al filtro (sin recirculación)

$$S_o = \text{concentración DBO}_5 \text{ del vertimiento (mg/L)} * (1 - 0.35)$$

$$S_o = 237,25 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * (1 - 0.35) = 154,2 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

- Constante de trazabilidad $(\text{L/s})^{0,5}/\text{m}^2$ sin recirculación

$$K = K_1 \times \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{0.5} \times \left(\frac{S_1}{S_2}\right)^{0.5} \times \left(\frac{a}{90}\right)^{0.5} \times 1.035^{(T-20)}$$

$$K = 0,21 \times \left(\frac{6,1 \text{ m}}{3,5 \text{ m}}\right)^{0.5} \times \left(\frac{150 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}}{154,2 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * \frac{10^{-3} \text{ g}}{1 \text{ mg}} * \frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3}}\right)^{0.5} \times \left(\frac{98 \frac{\text{m}^2}{\text{m}^3}}{90}\right)^{0.5} \times 1.035^{(18-20)} = 0,266 \frac{\left(\frac{\text{L}}{\text{s}}\right)^{0,5}}{\text{m}^2}$$

- Concentración de DBO del efluente

$$S_e = S_o * \text{EXP}\left(\frac{-K * D}{C_H^n}\right) = 154,2 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * \text{EXP}\left(\frac{-0,266 \frac{\left(\frac{\text{L}}{\text{s}}\right)^{0,5}}{\text{m}^2} * 3,5 \text{ m}}{\left(33,41 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}} * \frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3} * \frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ s}}\right)^{0,5}}\right)$$

$$S_e = 34,50 \frac{\text{mgDBO}}{\text{L}}$$

- Producción de lodos en el filtro (Px)

$$P_x = Q * (Y * (S_o - S_e)) * 0,001$$

$$P_x = 91,310 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ d}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} * \left(0,75 \frac{\text{kg SST}}{\text{kg DBO}} * \left(154,2 \frac{\text{mg DBO}}{\text{L}} - 34,5 \frac{\text{mg DBO}}{\text{L}}\right)\right) * 0,001$$

$$P_x = 708,2515 \frac{\text{Kg SST}}{\text{d}}$$

- Producción de lodos total

$$P \text{ Lodos} = \text{Carga SS removida} + P_x = 894,3021 \frac{\text{kg}}{\text{d}} + 708,2515 \frac{\text{Kg SST}}{\text{d}}$$

$$= 1602,55 \frac{\text{Kg SST}}{\text{d}}$$

- Área

$$A \text{ Espesador} = \frac{P \text{ Lodos}}{CS} = \frac{1602,55 \frac{\text{Kg SST}}{\text{d}}}{40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 * \text{d}}} = 40,0638 \text{ m}^2$$

- Área unidad

$$A_{unidad} = \frac{A_{espesador}}{2} = \frac{40,0638 \text{ m}^2}{2} = 20,0319 \text{ m}^2$$

- Volumen unidad

$$V_{espesador} = A_{unidad} * h = 20,0319 \text{ m}^2 * 3,5 \text{ m} = 70,112 \text{ m}^3$$

- Diámetro

$$diámetro_{espesador} = \sqrt{\frac{A_{unidad}}{\pi}} * 2 = \sqrt{\frac{20,0319 \text{ m}^2}{\pi}} * 2 = 5,0503 \text{ m}$$

DISEÑO DEL DIGESTOR ANAEROBIO

- Volumen unidad

$$V_{unidad} = \frac{V_{dig}}{2} = \frac{554,2098 \text{ m}^3}{2} = 277,1049 \text{ m}^3$$

- Área unidad

$$A_{dig} = \frac{V_{dig}}{h} = \frac{277,1049 \text{ m}^3}{6 \text{ m}} = 46,1841 \text{ m}^2$$

- Diámetro

$$diámetro_{espesador} = \sqrt{\frac{A_{unidad}}{\pi}} * 2 = \sqrt{\frac{46,1841 \text{ m}^2}{\pi}} * 2 = 7,6683 \text{ m}$$

- Tiempo de retención de sólidos

$$td = \frac{V}{Q_{lodos}} = \frac{554,2098 \text{ m}^3}{30,79 \frac{\text{m}^3}{d}} = 18 \text{ d}$$

ESTIMACIÓN DE COSTOS DE INVERSIÓN PARA EL TREN DE TRATAMIENTO SELECCIONADO

- Costo de inversión para tratamiento preliminar

$$C_{S_{1978}} = 123Q^{0.76}$$

$$C_{2020} = C_{S_{1978}} * \frac{ICC_{2020}}{ICC_{1978}} * \frac{3648,85}{1}$$

$$C_{2020}=123 * (91,310 * \frac{1}{1000} * \frac{86400}{1})^{0.76} * \frac{227,3}{53,5} * \frac{3648,85}{1}=\$1.746.027.825$$

ANEXO B. CARACTERIZACIONES DEL VERTIMIENTO

Tabla 13 Resultados de los análisis de laboratorio punto N° 2 – vertimiento final.

F I S I C O Q U I M I C O S	Parámetro	Consolidado de los análisis de laboratorio SIAMA LTDA - MCS. - Municipio de Pampolosa										Res. 631/201 5	Evaluación	
		Unidad	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.			Promedio
			N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6	N° 7	N° 8				
	Generales													
	pH % de la jornada	Unidad s de pH	6,31	6,89	6,67	6,48	6,33	6,89	6,67	6,48	6,59	6,30 A 9,00	Cumple	
	Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/L O ₂	206	829	817	262	506	456	535	479	540,00	180,00	No Cumple	
	Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5)	mg/L O ₂	191	342	307	163	276	197	218	202	237,25	90,00	No Cumple	
	Sólidos Suspensivos Totales (SST)	mg/L	246	239	199	243	235	628	422	379	323,68	90,00	No Cumple	
	Sólidos Sedimentables (SSD) % de la jornada	mL/L	2,21	2,58	2,17	2,33	2,25	2,58	2,17	1,67	2,27	5,00	Cumple	
	Grasas y Aceites	mg/L	3,5	3,75	2,53	2,74	3	2,4	2,8	2,75	2,91	20,80	Cumple	
	Sustancias Activas al Azul de Metileno (SAM)	mg/L	4,71	8,73	3,37	8,25	7,78	5,82	4,6	5,13	6,05	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte	
	Hidrocarburos													
	Hidrocarburos Totales (HTP)	mg/L	<1,4	<1,40	<1,40	<1,40	<1,40	<1,40	<1,40	<1,40	<1,40	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte	
	Compuestos de Fósforo													
	Ortofosfatos (P-PO4)	mg/L	0,74	1,16	0,84	1,07	1,01	1,05	1,25	1,04	0,99	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte	
	Fósforo Total (P)	mg/L	1,585	2,494	1,887	2,301	2,175	2,212	2,257	2,295	2,13	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte	
	Compuestos de Nitrógeno													
	Nitrato (N-NO3-)	mg/L	0,437	0,621	0,382	0,511	0,606	0,561	0,538	0,513	0,52	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte	
	Nitrato (N-NO2-)	mg/L	0,0054	0,0156	0,0056	0,017	0,0108	0,012	0,0069	0,0079	0,01	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte	
	Nitrógeno Amoniacal (N-NH3)	mg/L	13,4	11	6,20	7,72	6,45	11,3	8,94	10,6	9,45	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte	
	Nitrógeno Total (N)	mg/L	16	14,3	7,85	10,6	8,63	12,8	11,3	14,2	11,96	Análisis y Reporte	Análisis y Reporte	

Iones													
	Calcio total	mg Cl/L	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	0,5	Cumple
	Cloruro	mg Cl/L	16,9	30,7	31	13,5	21,0	52,4	46	40,1	36,18		Análisis y Reporte
	Sulfato	mg SO ₄ -2/L	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0		Análisis y Reporte
	Sulfuro	mg S ⁻² /L	<1	<1	<1	<1	<1	<1	<1	<1	<1		Análisis y Reporte
Metales y Metaloides													
	Aluminio	mg Al/L	<0,54	<0,54	<0,54	<0,54	<0,54	<0,54	<0,54	<0,54	<0,54		Análisis y Reporte
	Hierro Total	mg Fe/L	5,73	8,1	4,39	6,69	6,78	7,22	7,23	6,87	6,63		Análisis y Reporte
	Cadmio	mg Cd/L	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	0,1	Cumple
	Cobalto	mg Co/L	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	1	Cumple
	Cromo	mg Cr/L	<0,11	<0,11	<0,11	<0,11	<0,11	<0,11	<0,11	<0,11	<0,11	0,5	Cumple
	Níquel	mg Ni/L	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	<0,15	0,5	Cumple
	Plomo	mg Pb/L	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	0,5	Cumple
	Zinc	mg Zn/L	<0,12	<0,12	<0,12	<0,12	<0,12	<0,12	<0,12	<0,12	<0,12	3	Cumple
	Mercurio	mg Hg/L	<0,02	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	0,02	Cumple
Otros parámetros													
	color real longitud de onda 436 nm	m-l	2,448	8,365	2,632	3,965	3,727	3,574	2,558	2,547	3,72		Análisis y Reporte
	color real longitud de onda 525 nm	m-l	1,119	5,390	1,457	2,388	2,193	2,146	1,603	1,588	2,24		Análisis y Reporte
	color real longitud de onda 620 nm	m-l	0,711	3,662	0,996	1,797	1,628	1,633	1,287	1,35	1,64		Análisis y Reporte
	Acidez total	mg CaCO ₃ /L	20,9	40,8	21,9	29,3	36,3	35,9	29,8	35	38,86		Análisis y Reporte
	Alcalinidad total	mg CaCO ₃ /L	156	262	190	250	222	227	247	264	227,25		Análisis y Reporte
	Dureza total	mg CaCO ₃ /L	53,2	72,8	66,4	57,2	57,2	64	70,8	91	66,95		Análisis y Reporte
	Dureza cálcica	mg CaCO ₃ /L	43,2	45,2	47,6	44	36	41,6	36	45,2	41,15		Análisis y Reporte
Microbiológico													
	Microbiológicos												
5	Coliformes Fecales Termotolerantes	NMP/100 mL	1,7E+07	3,9E+07	7,9E+07	2E+07	1,1E+08	5,4E+07	1,7E+07	Intoxico	44750000		Análisis y Reporte

ANEXO C. RESOLUCIÓN 0330 DEL 2017 DEL MINISTERIO DE VIVIENDA Y TERRITORIO