

MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES AREA
URBANA MUNICIPIO DE SARAVERA DEPARTAMENTO DE ARAUCA.

JESSICA NAYIVE VERA RUIZ

Director de Trabajo de Grado
M.Sc. JULIO ISAAC MALDONADO M.

UNIVERSIDAD DE PAMPLONA
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍAS CIVIL Y AMBIENTAL
PROGRAMA DE INGENIERÍA AMBIENTAL
PAMPLONA
2015



UNIVERSIDAD DE PAMPLONA

Una Universidad incluyente y comprometida con el desarrollo integral

2 de 118



MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES AREA URBANA MUNICIPIO DE SARAVENA DEPARTAMENTO DE ARAUCA.

JESSICA NAYIVE VERA RUIZ

Trabajo de grado Modalidad Pasantía desarrollado en la Empresa Comunitaria de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Saravena ECAAAS E.S.P, para optar al título de Ingeniero Ambiental.

JULIO ISAAC MALDONADO
M.SC. EN INGENIERÍA AMBIENTAL - SANITARIA
DIRECTOR ACADÉMICO

UNIVERSIDAD DE PAMPLONA
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍAS CIVIL Y AMBIENTAL
PROGRAMA DE INGENIERÍA AMBIENTAL
PAMPLONA
2015

Universidad de Pamplona

Pamplona - Norte de Santander - Colombia

Tels: (7) 5685303 - 5685304 - 5685305 - Fax: 5682750 - www.unipamplona.edu.co



UNIVERSIDAD DE PAMPLONA

Una Universidad incluyente y comprometida con el desarrollo integral



Nota de Aceptación

Firma del Jurado.

Firma del Jurado.

Firma del Jurado.

Pamplona ____ de Diciembre de 2015



DEDICATORIA

*Este triunfo te lo dedico principalmente a ti **Dios**, quien es eres el que me ha dado todo, gracias Dios porque sin ti no hubiera podido lograr esto.*

*A mi más fiel amiga y madre **Fidelia Ruiz Nuñez** quien ha sido la persona que Dios me puso en mi camino para mostrarme como debo hacer las cosas, mi más grande ejemplo a seguir tu quien me animaste en los momentos en que yo decía que esto no era para mí, a ti mamita gracias.*

*A mi padre **Samuel Vera Vera** por su incondicional apoyo a pesar de todos las dificultades no dejó jamás de confiar en mí, y por creer en mí, hice lo que el tanto quería verme convertida en una Ingeniera, mis hermanos **Angélica, Laura, Samuel David y Lunita**, esto es por ustedes y para ustedes por que se perfectamente lo orgullosos que se sienten al verme alcanzando este logro.*

*Y como no a una persona muy especial en mi vida **Silvino Galvis Galvis**, por su inmenso amor para mí, por la paciencia que me has tenido; a ti mi amor por apoyarme siempre y por qué aunque sin conocer mis notas siempre fui para ti la mejor de la Universidad gracias mi vida.*

A ellos mis amigos y familiares dedico este triunfo.

Gracias.

Jessica Nayive Vera Ruiz.



AGRADECIMIENTOS

A Dios por sus infinitas bondades, por permitirme llegar hasta este momento y lograra este paso tan importante en mi vida.

Al ingeniero y Julio Isaac Maldonado por su apoyo en este proyecto.

Al ingeniero Libardo Martínez por confiar en mi trabajo, la ECAAAS por esta oportunidad de presentar las pasantías en su empresa.

Y como no a Silvano Galvis por enseñarme el significado del Amor.

Agradezco de corazón a una gran mujer María Cecilia Mendoza, ingeniera mucha gracias por su tiempo y por qué con su apoyo para escribir y concluir este proyecto.

Y por último a la Universidad de Pamplona por la formación profesional, al municipio de pamplona en donde llegue siendo nadie y salgo siendo una ingeniera.

A usted es muchas gracias.



TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN 18

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 20

2. JUSTIFICACIÓN 21

 2.1 TÉCNICA 21

 2.2 AMBIENTAL 21

 2.3 LEGAL 21

 2.4 SOCIAL 22

3. OBJETIVOS 23

 3.1 OBJETIVO GENERAL 23

 3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS 23

4. MARCO REFERENCIAL 24

 4.1 MARCO CONTEXTUAL 24

 4.1.1 Localización y delimitación del área de estudio. 24

 4.1.2 Generalidades Del Municipio 25

 4.1.2.2 Geografía. 25

 4.1.2.3 Clima. 26

 4.1.2.4 Calidad y aptitud de los suelos. 27

 4.1.2.5 Hidrografía. 28

 4.1.3 Vías de comunicación. 30

 4.1.4 Riesgos y amenazas. 30

 4.1.4 Alcantarillado. 32

 4.1.5 Tipo De Sistema. 32

 4.1.6 Fuente Receptora. 32

 4.2 MARCO TEORICO. 33

 4.2.1 Sistema de tratamiento de agua residual. 34



4.2.1.1	Tratamientos preliminares	35
4.2.1.1.1	Las Rejillas:.....	35
4.2.1.1.2	Desaneradores:.....	35
4.2.1.2	Tratamiento primario	35
4.2.1.3	Tratamiento de secundario.	35
4.2.1.4	Tratamiento terciario.	36
4.2.2.	Métodos para calcular la Proyección de población.....	36
4.2.3	Condiciones Operativas y eficiencia	38
4.2.3.1	Canal de Entrada.	38
4.2.3.2	Rejillas.	38
4.2.3.3	Canaleta Parshall.....	41
4.2.3.4	Desarenador de Flujo Horizontal.....	45
4.2.4	Laguna de Estabilización.	47
4.2.4.1	Lagunas de estabilización anaeróbicas:	48
4.2.4.2	Lagunas de estabilización facultativas:	50
4.2.4.5	Laguna de estabilización de Maduración	53
4.3	MARCO CONCEPTUAL	54
4.4	MARCO LEGAL.....	56
5.	METODOLOGÍA.....	61
5.1	ACTIVIDAD 1.....	61
5.2	ACTIVIDAD 2.....	61
5.3	ACTIVIDAD 3.....	62
5.4	ACTIVIDAD 4.....	63
6.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	64
6.1	LOCALIZACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL MUNICIPIO DE SARAVENA.	64
6.2	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.....	65
6.2.1	Canal de entrada.	65



6.2.2	Rejillas.....	66
6.2.3	Desarenador.....	67
6.2.4	Sistema de aforo.....	67
6.2.5	Canal de aducción.....	70
6.2.6	Sistema de lagunas tren antiguo.	71
6.2.6.1	Lagunas anaerobias.	72
6.2.6.2	Lagunas facultativas.....	72
6.2.6.3	Laguna de Maduración.....	73
6.2.7	Sistema de lagunas tren nuevo.....	74
6.2.7.1	Lagunas anaerobias.....	74
6.2.7.2	Lagunas Facultativas.....	74
6.2.8	Vertimiento.	76
6.3	DIFICULTADES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA.....	77
6.4	PROGRAMA DE MONITOREO	78
6.4.1	Toma de muestras en los diferentes puntos.	80
6.4.2	Caudales de entrada a cada laguna anaerobia.....	83
6.4.2.1	Resultados de caudales.....	84
6.4.3	Proyección de población para el municipio de Saravena.	86
6.4.3.1	Caudal de diseño Proyectado.....	89
6.4.4	Evaluación del sistema de tratamiento de aguas residuales del municipio de Saravena.....	91
6.4.4.1	Rejilla.....	92
6.4.4.2	Desarenador.....	95
6.4.4.3	Canaleta Parshall.....	97
6.5.	Cuantificar los porcentajes de remoción de cargas y evaluación de eficiencias.....	98
6.5.1	Resultados de análisis de laboratorio.....	98



UNIVERSIDAD DE PAMPLONA

Una Universidad incluyente y comprometida con el desarrollo integral



6.5.2	Evaluación de las eficiencias del sistema.	100
6.5.3	Evaluación de Dimensiones y tiempos de retención de las lagunas	104
6.5.4.	Evaluación y análisis de las cargas.....	106
CONCLUSIONES		107
RECOMENDACIONES.....		109
BIBLIOGRAFIA		111



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Condiciones ambientales predominantes.26
Tabla 2. Clasificación agroecológica de los suelos.....27
Tabla 3. Hidrografía del municipio de Saravena.28
Tabla 4. Características de las rejillas.39
Tabla 5. Condiciones de velocidad en las rejillas.....40
Tabla 6. Dimensiones típicas de medidores Parshall.....44
Tabla 7. Valores constantes K, n y W de Parshall.....44
Tabla 8. Geometría para desarenadores de Flujo Horizontal.46
Tabla 9. Factores de diseño de lagunas anaerobias.....49
Tabla 10. Remoción de DBO en lagunas anaeróbicas.49
Tabla 11. Dimensiones de la rejilla.....67
Tabla 12. Dimensiones de las lagunas tren antiguo.73
Tabla 13. Dimensiones de las lagunas del tren nuevo.75
Tabla 14. Ubicación y coordenadas de los puntos de monitoreo.79
Tabla 15. Velocidades Medias despues de la primera laguna anaerobia. .84
Tabla 16. Velocidades Medias tomadas despues de la segunda laguna anaerobia.85
Tabla 17. Velocidades Medias tomadas despues de la tercera laguna anaerobia.85
Tabla 18. Velocidades Medias tomadas despues de la primera laguna anaerobia.86
Tabla 19. Tabla de resultados de los caudales de entrada.86
Tabla 20. Censos de Población Monterrey Casanare.87
Tabla 21. Proyección de Población del municipio de Monterrey a 25 años.88
Tabla 22. Caudal de diseño requerido en la actualidad y proyectado.....89
Tabla 23. Dotación según el Nivel de Complejidad.90
Tabla 24. Tabla de población proyectada y caudal proyectado.....91
Tabla 25. Datos actuales de campo.92
Tabla 26. Evaluación de rejilla con caudal actual.....92
Tabla 27. Evaluación de rejilla con caudal proyectado.....93
Tabla 28. Datos de campo con datos propuestos.94
Tabla 29. Rejilla propuesta con caudal actual.....94
Tabla 30. Rejilla propuesta con caudal proyectado.....94
Tabla 31. Evaluación del desarenador con caudal actual.....95
Tabla 32. Evaluación del desarenador con caudal proyectado.....96
Tabla 33. Evaluación de Parshall con el caudal actual.....97
Tabla 34. Evaluación de Parshall con caudal proyectado.97



Tabla 35. Resultados promedios de los análisis en el afluente del sistema. .	98
Tabla 36. Resultados promedios de los análisis de pruebas de los efluentes de las lagunas anaeróbicas.	98
Tabla 37. Resultados promedios de análisis de pruebas de los efluentes de las lagunas facultativas.	99
Tabla 38. Resultados promedios de los análisis de las muestras en el efluente de la laguna de maduración.....	99
Tabla 39. Resultados promedios de análisis del vertimiento.....	100
Tabla 40. Caudal de entrada para lagunas anaeróbicas del tren antiguo.	100
Tabla 41. Caudal de entrada para lagunas anaeróbicas del tren nuevo.	100
Tabla 42. Características típicas de las lagunas de estabilización METCALF y EDDY.	101
Tabla 43. Remoción de carga contaminante según Decreto 1594 de 1984.	101
Tabla 44. Eficiencia de lagunas anaerobias.	102
Tabla 45. Eficiencias de lagunas facultativas primarias.	103
Tabla 46. Eficiencia lagunas Facultativas Secundarias.	103
Tabla 47. Eficiencias lagunas de maduración.	103
Tabla 48. Eficiencia total del sistema.....	104
Tabla 49. Caudales totales de cada tren para condiciones actuales	104
Tabla 52. Características generales del sistema con las condiciones proyectadas.....	106



LISTA DE MAPAS

Mapa 1. Mapa de localización del municipio de Saravena.25
Mapa 2. Mapa de inundaciones.31



LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1. Fuente receptora.33

Fotografía 2. Canal de entrada.66

Fotografía 3. Rejillas.66

Fotografía 4. Desarenador.67

Fotografía 5. Rejillas antes de la Parshall.....68

Fotografía 6. Canaleta Parshall.68

Fotografía 7. Canales de aducción para el primer tren.71

Fotografía 8. Canal de distribución segundo tren.....71

Fotografía 9. Lagunas anaerobias.72

Fotografía 10. Laguna facultativa 2 tren antiguo.72

Fotografía 11. Laguna de Maduración tren antiguo.....73

Fotografía 12. Lagunas anaerobias tren nuevo1 y 2.74

Fotografía 13. Laguna facultativa No 1.75

Fotografía 14. Laguna facultativa 2.....75

Fotografía 15. Vertimiento.76

Fotografía 16. Toma de muestra en afluente y medición de caudal.....80

Fotografía 17. Toma de muestras en los diferentes puntos.....81

Fotografía 18. Muestras Efluentes de Lagunas anaeróbicas sistema antiguo (3) y sistema nuevo (2).....82

Fotografía 19. Muestras Efluentes lagunas facultativas sistema antiguo y sistema nuevo.82

Fotografía 20.Muestra de laguna de maduración.82

Fotografía 21. Medición de caudal.....83

Fotografía 22.Mediciones en campo.115

Fotografía 23. Toma de muestras.117



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Coeficiente de pérdidas en las rejillas según el tipo de varilla.	41
Figura 2. Esquema de Canaleta Parshall.	43
Figura 3. Diagrama del proceso de una Laguna de Estabilización (ROMERO. J, 2005).....	51
Figura 4. Laguna Facultativa Imagen tomada de la presentación "Tecnologías No Convencionales para la Depuración de las A.R.U." del Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA).	52
Figura 5. Decemetro y camara digital.	77



LISTA DE GRAFICAS

Grafico 1. Comportamiento de la estimación de proyección de población.
.....87



LISTA DE IMAGENES

Imagen 1. Imagen Satelital Ubicación64
Imagen 2. Ubicación geográfica de los puntos de monitoreo.80
Imagen 3. Molinete GLOBAL WATER.....83



UNIVERSIDAD DE PAMPLONA

Una Universidad incluyente y comprometida con el desarrollo integral





INTRODUCCIÓN

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales son consecuencia directa del abastecimiento de agua y por ende de la recolección, transporte y evacuación de las mismas dentro de una comunidad, debido a la gran cantidad de residuos líquidos que generan los diferentes usos en cada una de las actividades desarrolladas por los habitantes de cualquier población, dichos residuos deben ser tratados y vertidos adecuadamente.

Las lagunas de estabilización han sido uno de los procesos implementados para el tratamiento de las aguas residuales, que distribuye el agua residual al sistema, almacenándola durante un periodo de tiempo variable en función de la carga orgánica el volumen y las condiciones del clima, transformándose así la materia orgánica en otros tipos de nutrientes. Las lagunas de estabilización son un sistema convencional que no compite con otros sistemas por la eficiencia que logra y buena en términos económicos.

Se ha detectado la deficiencia en el funcionamiento de las mismas, ocasionado posiblemente por aspectos de operación y mantenimiento, puesto que se ha tenido la idea que es un sistema que puede trabajar sin ninguna supervisión; ECAAAS con el ánimo de mejorar y seguir siendo la empresa que trabaja con calidad y eficiencia al servicio de la comunidad, busca optimizar los procesos hasta lograr la eficiencia optima del sistema.

Para la ejecución del presente proyecto se realizará inicialmente recopilación de la información y archivos, datos de pruebas que la empresa realiza mensualmente y requerimientos de CORPORINOQUIA. Posteriormente se realizará una caracterización fisicoquímica y microbiológica al afluente, efluentes y vertimiento que permitan obtener resultados con el propósito de mejorar el proceso.

De acuerdo con lo anterior, se definió como objetivo central realizar el mejoramiento del sistema de tratamiento de las aguas residuales de Saravena, para interpretar su funcionamiento en términos hidráulicos,



porcentaje de remoción en carga contaminante, y porcentaje total del sistema, al igual que las posibles afectaciones ambientales asociados con la operación.

La metodología contempló la obtención de información primaria, presente en la empresa como datos de pruebas de laboratorio que pueden ser útiles en la valoración de la eficiencia de la STAR objeto de estudio y que permitirán proponer un mejoramiento que contribuya al cumplimiento de las metas establecida en el Decreto 1594 de 1984 y establecidas en el PSMV del Municipio de Saravena.



1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En todas las operaciones de los sistemas de tratamientos de aguas residuales se requiere contar con infraestructura y recurso humano que permita la operación óptima del sistema, la evaluación de la carga contaminante en el efluente es lo que nos indicará el nivel de eficiencia del STAR. De ellos dependerá implementar el plan de mejoramiento y mitigación de contaminación que garantice el cumplimiento en las metas de remoción de carga contaminante, proyectada en el PSMV y aprobadas por la CORPORINOQUIA, con el fin de remover la mayor cantidad de carga orgánica al cuerpo receptor.

Por las razones expuestas anteriormente es que la ECAAAS E.S.P pretende adelantar un estudio que arroje como resultado oportunidades de mejoramiento que permitan eliminar posibles afectaciones ambientales en cuanto al funcionamiento del STAR y las posibles afectaciones que este provoque a la fuente receptora.

2. JUSTIFICACIÓN

2.1 TÉCNICA

La operación de los sistemas de tratamiento de agua residual doméstica, en Colombia generalmente tiene como fuente receptora del emisario final, cuerpos de agua superficial que pueden ser afectados en sus propiedades físicas, químicas, microbiológicas y organolépticas, por ello es indispensable que la operación del sistema se haga de manera eficiente, siguiendo las exigencias de la normatividad ambiental.

2.2. AMBIENTAL

La Empresa Comunitaria de Acueducto, Alcantarillado y Aseo del municipio de Saravena, cuenta con un sistema de tratamiento de agua residual por medio de lagunas de estabilización, mediante dos trenes de lagunas; uno construido y operada hace más de 20 años, y otro tren de lagunas que entro en operación hace dos años. En la actualidad los trenes de lagunas de estabilización trabajan en paralelo, con distribución uniforme de caudal de entrada, en las cinco lagunas anaerobia de las cuales tres pertenecen al sistema antiguo y dos están conectadas al sistema que entro a operar en el año 2012. Los dos sistemas se unen en un punto donde forman el efluente final hacia el cuerpo receptor (Fuente denominada La Pava), por ello se hace necesario corroborar si los dos sistemas de laguna cumplen con la meta de remoción de carga contaminante proyectados en el PSMV (2009-2019) y exigido por la Normatividad y poder formular el mejoramiento aplicable a la STAR operada por la empresa ECAAAS-ESP, que le permita minimizar los impactos ambientales causados al medio ambiente.

2.3 LEGAL

En la concepción clásica del problema de la contaminación del agua, los ríos son considerados como los receptores naturales de las aguas residuales con sus correspondientes cargas contaminantes y nutrientes, constituyendo



el objeto de la regulación, por parte de leyes, decretos y normas, para establecer la calidad apropiada del agua, de acuerdo con los diferentes usos aplicables a ella. La legislación Colombiana presente está dispersa en diferentes textos legales, pero principalmente en el decreto 1594 de 1984, es por esa razón que la ECAAAS E.S.P debe realizar monitoreos para determinar la calidad del vertimiento, con el objetivo de cumplir con toda disposición legal.

2.4 SOCIAL

El derecho a un ambiente sano es responsabilidad del estado Colombiano para con la sociedad, es por ello que se debe verificar que los sistemas de tratamiento de aguas residuales, mantengan una eficiencia en grado tal que no contamine los recursos naturales, y así mantener un ambiente sano para las comunidades alrededor del sistema de tratamiento de agua residual.

3. OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar y monitorear el comportamiento actual del sistema de lagunas de estabilización para el tratamiento de las aguas residuales domésticas del municipio de Saravena, y formular la optimización de las unidades que conforman el Sistema.

3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar un diagnóstico técnico del sistema de tratamiento de aguas residuales-STAR, que opera actualmente en el municipio de Saravena, para determinar si los procesos aplicados cumplen con las especificaciones del RAS 2000.
- Identificar las dificultades de operación y mantenimiento del sistema, comenzando por el tratamiento preliminar, primario y secundario hasta el vertimiento en el cuerpo receptor.
- Cuantificar el porcentaje de remoción de carga contaminante, a través del monitoreo y análisis de los principales parámetros según el Decreto 1594 de 1984 que son el DBO5, DQO y SST, para evaluar su funcionamiento en términos de eficiencia.
- Formular el mejoramiento del diseño, operación, mantenimiento y muestreo del sistema de tratamiento de agua residual-STAR que opera en el municipio de Saravena, para optimizar las unidades que lo conforman de acuerdo con la normatividad ambiental vigente.

4. MARCO REFERENCIAL

4.1 MARCO CONTEXTUAL

4.1.1 Localización y delimitación del área de estudio.

El Municipio de Saravena se encuentra localizado al noroccidente del espacio geográfico de la Orinoquia Colombiana, su extensión es de 658.7 km², equivalente al 2.79% del departamento de Arauca y representando uno de los paisajes más complejos en términos de su biodiversidad, de su conformación fisiográfica, de sus procesos culturales y de su dinámica de poblamiento.

La unidad geográfica está comprendida en la “Unidad Andina Orinocense”, que comprende la vertiente de la Cordillera Oriental, que integra el Piedemonte, montañas, nieves y páramos. Donde se conservan coberturas originales de selvas en algunas zonas y nacen los principales ríos que dan origen al Arauca. Saravena hace parte, dentro de la Orinoquia araucana, del paisaje andino Orinocense el cual, desde el punto de vista paisajístico, puede dividirse de la siguiente manera: ¹

- Piedemonte andino: Está localizado en la sección baja de la cordillera y conformado por un complejo relieve de materiales acumulados y estribaciones andinas donde sobresalen bajos, áreas de explayamiento, cunas, terrazas, mesetas, mesas, colinas, lomas y serranías. Esta zona estuvo cubierta de selva y está comprendida entre los 200 y 1000 metros sobre el nivel del mar.
- Vertiente cordillerana: Conformada por relieves escalonados descendientes hasta alcanzar los 1.000 m sobre el nivel del mar. La zona cordillerana está cubierta por completo de selva de gran biodiversidad, riqueza hídrica y de suelos. En esta zona está el Parque Nacional Natural Cocuy y la reserva indígena U´WA.

¹ Plan de Ordenamiento Territorial Saravena.

Limita al Norte: con la República de Venezuela desde la desembocadura del río Bojabá en el río Arauca, hasta la inspección de Puerto Lleras.

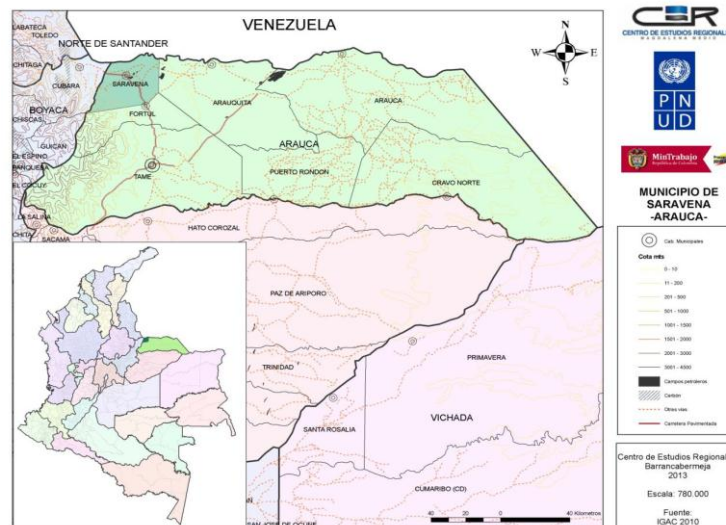
Al Sur: con el municipio de Fortul.

Este: con el municipio de Arauquita y Fortul.

Al Oeste: con el Departamento de Boyacá, sobre la cuenca del río Bojabá.

Geográficamente se encuentra entre las coordenadas $6^{\circ} 46' 7''$ de latitud Norte y $72^{\circ} 06'$ de longitud oeste, con una altitud de 210 m.s.n.m.

Mapa 1. Mapa de localización del municipio de Saravena.



Fuente: Centro de Estudios Regionales, 2013.

4.1.2 Generalidades Del Municipio

4.1.2.2 Geografía.

Localización espacial: El municipio de Saravena está localizado al noroccidente del departamento de Arauca, al margen del río Arauca, en una zona fronteriza que permite la comunicación con Venezuela. Tiene una altitud entre 190 y 2.600 msnm.

Sistema biofísico: Hace parte de la región natural de la Orinoquía Colombiana, la cual determina su fenosistema en términos de geofoma y cobertura. Una matriz original boscosa de selva húmeda tropical, con

corredores naturales conserva un porcentaje inferior al 30% con la característica de ser la zona más alta del municipio y la de más difícil acceso. El porcentaje restante del territorio municipal (70%) está ocupado por extensas y mal manejadas praderas, rastrojos, relictos boscosos, centros poblados y parches naturales como fuentes hídricas y franjas de bosque de galería, interrumpidas en muchos sectores por el proceso de expansión de la frontera agrícola. Los principales componentes del sistema son la geofoma (abanicos aluviales, abanicos aluviales subcrecientes, llanura aluvial de desborde), cobertura en cultivos (cacao, plátano, yuca, maíz, frutales), potreros (pastos *Brachiaria* y estrella), áreas intervenidas no cultivadas (rastrojos), bosques nativos, áreas construidas (asentamientos urbanos, suburbanos) y corredores (hídricos, boscosos y artificiales).². [1]

4.1.2.3 Clima.

El municipio presenta un clima con alta precipitación, especialmente en la parte alta de la cordillera donde alcanza los 4000 mm/año. De acuerdo con su ubicación espacial, la cercanía a la Cordillera Oriental y por la variación altitudinal, posee una variedad de climas, zonas de vida y ecosistemas. El régimen hídrico está enmarcado en dos épocas bien definidas, una lluviosa durante nueve meses del año (marzo a junio, agosto a diciembre) y una de sequías fuertes durante tres meses (enero, febrero y julio) lo que le permite tener agua abundante tanto espacial como temporalmente. (Ver tabla 1). [1]

Tabla 1. Condiciones ambientales predominantes.

FACTOR	RANGO	OBSERVACIONES
Temperatura	Promedio 27 grados C +/- 8-9	Alta de diciembre a marzo
Viento	315 NW < 10 nudos	Vientos en calma influencia de alisios
Precipitación	Promedio 2500 mm/año	Distribución monomodal
Brillo Solar	1800 horas/luz año	Alto de diciembre a marzo
Humedad relativa	74% (60-82%)	Alto de diciembre a marzo

² Perfil productivo del municipio de Saravena, pág., 12

Fuente: IDEAM Saravena. Año 2012.

4.1.2.4 Calidad y aptitud de los suelos.

Los suelos de Saravena son muy jóvenes, de las clases agrologicas IV a VIII, muy deficientes y con muchos problemas para la producción agrícola. El 17% del suelo es de bosque poco intervenido, el 73% está siendo utilizado por cultivos, pastos y matorrales asociados con cultivos; el 5,5% corresponde a ríos e islas y menos del 1% está cubierto con construcciones. Los suelos son pobres en condiciones orgánicas, la alta presencia de cantos rodados, la alta saturación de aluminio y las pobres características de fertilidad impiden el desarrollo de la agricultura.

Los suelos de Saravena son de vocación forestal (clases agrológicas IV a VII), agrícola y ganadera pero su uso ha sido de tipo extensivo; la tala y la eliminación de la cobertura, aunadas a la sobreexplotación están terminando por agotarlos. Se caracterizan por una alta acidez, que conlleva a que contengan bajos contenidos de calcio, magnesio y potasio; el fósforo se encuentra fijado por el aluminio en forma no aprovechable para el pasto; tienen buen contenido de elementos menores excepto el molibdeno y bajo contenido de materia orgánica, menos en los valles aluviales, en donde la poda de los árboles para establecer cultivos de cacao aporta materia orgánica. El crecimiento de las plantas se restringe por efectos tóxicos del aluminio. [2]

Tabla 2. Clasificación agroecológica de los suelos.

SUBCLASE	PRINCIPALES FACTORES LIMITANTES	USO POTENCIAL
IV s	Presencia de zerales localizados. Inundaciones ocasionales	Con prácticas de drenaje, nivelación y fertilización, son aptas para cacao, plátano, maíz, frutales y pastos mejorados.
V hs	Encharcamientos o inundaciones prolongadas. Presencia de zerales y erosión	Con prácticas muy rigurosas de drenaje, nivelación de zerales y fertilización son aptas para pastos

	ligera. Alta saturación de aluminio	mejorados y cultivos de arroz, maíz y yuca en forma localizada.
VI sc	Pedregosidad en superficie y en profundidad Alta saturación de aluminio.	Con prácticas muy rigurosas de fertilización y aplicación de riego pueden ser explotadas con pastos mejorados.
VI esc	Pedregosidad en superficie y en profundidad. Alta saturación de aluminio Erosión moderada	Con prácticas muy rigurosas de drenaje y fertilización, pueden utilizarse en pastos mejorados en forma localizada.
VII hs	Inundaciones y encharcamientos prolongados Presencia de zurales y piedra sectorizada Alto contenido de aluminio	Con prácticas muy rigurosas de drenaje y fertilización, pueden utilizarse en pastos mejorados en forma localizada.
VIII	Abundante pedregosidad y afloramientos rocosos	Áreas que deben ser dedicadas a la protección del medio natural.

Fuente: PBOT, Secretaria de Planeación, 2010

4.1.2.5 Hidrografía.

El área de estudio está influenciada por la cordillera por el sentido sur / noreste, hacia la cuenca del río Arauca y a su vez, a la cuenca del Orinoco; hace parte de una de las veredas del río Bojaba; ubicada en las vecindades de municipio de Saravena, departamento de Arauca.

El área está conformada por parte de los drenajes de microcuencas como el Bojaba, el Madre vieja (brazo de Arauca), el Satocá, el San Joaquín, el san Miguel, el Calafitas, el Banadias, la Pava, la Colorada y el Arauca.

Tabla 3. Hidrografía del municipio de Saravena.

MICROCUENCAS	CAUDALES MEDIOS M3/SEG	OBSERVACIONES
Río Arauca	518	Límite norte con Venezuela, 280 Km navegables en territorio colombiano.
Río Bojabá	ND	Límite occidental del municipio, hace parte de la cuenca del río Arauca, longitud aproximada 30 Km. Se proyecta como fuente abastecedora de acueductos veredales.
Río Satocá	150	Abastece el acueducto urbano, longitud aproximada 25 Km.
Río Banadía	ND	Longitud aproximada 50 Km.
Quebrada La Pava	ND	Recorre en 4 Km. el casco urbano en sentido de sur a norte y abastece algunos acueductos veredales
Río Madre Vieja	ND	Recorre en 17,5 Km. la Isla del Charo
Río Calafitas	ND	Recorre en 10,4 Km. la Zona 10 del área rural del municipio
Río San Joaquín	ND	Recorre en 16,3 Km. la zona 10 del área rural del municipio
Río San Miguel	ND	Recorre en 21 Km. la zona 9 del área rural del municipio
Quebrada La Colorada	ND	Recorre en 28 Km. la zona 11 del área rural del municipio

ND: No Determinado.

Fuente: POT municipio de Saravena. 2000

Todas las fuentes de agua están siendo afectadas directamente por la adición de pesticidas utilizados en agricultura y ganadería. Las corrientes de Caño Claro, Caño Rojo y parte del Río Banadía han sido afectadas por derrames de crudo, por 15 sedimentaciones desde las partes altas intervenidas se han afectado principalmente los cauces de los Ríos Madre Vieja, Banadía, Satocá, San Miguel, San Joaquín y Calafitas. El Caño Moja Huevos afluente del Caño Claro y éste a su vez del Río Madre Vieja, reciben la contaminación de las aguas servidas del área urbana de Saravena; adicionalmente el Río Madre Vieja recibe sin ningún tratamiento las aguas vertidas del Centro Poblado de Puerto Nariño. [2]

4.1.3 Vías de comunicación.

Vías Nacionales: en el municipio de Saravena existen dos vías Nacionales que son fundamentales para el transporte de bienes y productos.

Carretera de la Soberanía: Saravena – Pamplona, con aproximadamente 170 kilómetros, por donde ingresa la mayoría de bienes y productos desde Bucaramanga y Cúcuta y por donde sale la mayor parte de la producción agropecuaria (ganado, plátano, yuca, queso, maíz y cacao).

Carretera Marginal de la Selva: Saravena-Tame-Yopal-Villavicencio, pavimentada en su mayor parte, por ahí sale e ingresa la otra parte de la producción, bienes y servicios.³

Vías Departamentales: Saravena – Arauca: permite comercializar los agregados pétreos.

Vías municipales: Tenemos varias de importancia que comunican a las veredas en la cual se transportan los bienes y productos tanto a la zona urbana, como el ingreso de insumos y bienes necesarios para los pobladores. Entre estas tenemos:

- ✓ Puerto Nariño – Isla del Charo (Transversal isla del Charo).
- ✓ Variante el Garrotazo.
- ✓ Barrancones Caño Seco.
- ✓ Saravena – Playas del Bojabá.[2]

4.1.4 Riesgos y amenazas.

Las inundaciones son los eventos más comunes ocurridos por el incremento de caudales de los ríos Arauca, Bojabá, Banadía, Satocá y la Pava; este fenómeno ha arrasado viviendas, parcelas agrícolas y ganaderas e infraestructura vial.

³ Plan de desarrollo Saravena 2012 – 2015.

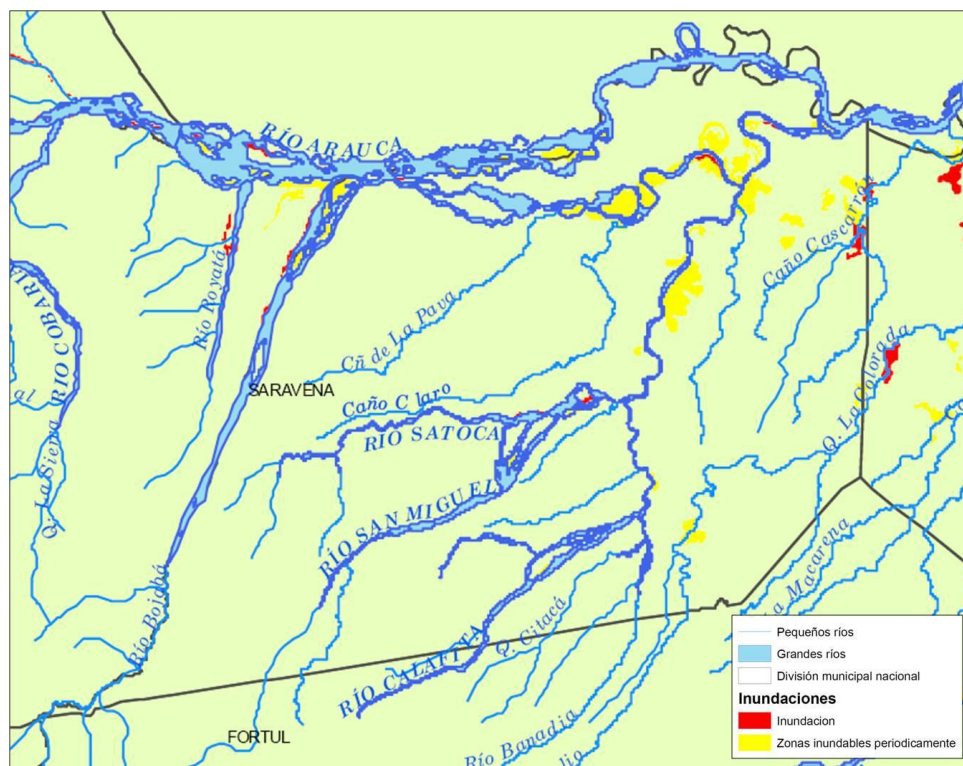
El estudio basado en información del IGAC 2006 permitió establecer que sólo un 14% del área del municipio no tiene amenaza de inundación, correspondiente a las áreas altas del municipio, fundamentalmente hacia el occidente del municipio, y mayoritariamente en áreas de comunidades indígenas.

El 9,24% del terreno del municipio tiene baja amenaza de inundación y corresponde también a áreas en partes altas del municipio.

El 42,6% del área del municipio es susceptible en grado medio a inundaciones.

El 29,75%, casi una tercera parte del área del municipio tiene alta amenaza por inundaciones, que corresponde a la totalidad de la Isla del Charo y a las áreas aledañas a los diferentes cursos de agua o rondas de protección y adyacentes de las fuentes hídricas de la cuenca del Río Banadía y parte de las rondas de protección del Río Bojabá.

Mapa 2. Mapa de inundaciones.



Fuente: IDEAM, 2012

4.1.4 Alcantarillado.

El alcantarillado sanitario existe únicamente en el área urbana con una cobertura en red del 84,6%, equivalente a 9.625 suscriptos a la fecha al alcantarillado; 1.181 viviendas actualmente no cuentan con este servicio, quienes hacen sus descargas directamente a la fuente de agua (Quebrada la Pava) y algunos utilizan sistemas de tratamiento convencionales como tanque séptico para luego verter a la fuente por infiltración o descarga directa.

El sistema de alcantarillado funciona como un sistema combinado en la mayoría del área urbana.

4.1.5 Tipo De Sistema.

El sistema de alcantarillado en el municipio de Saravena es de tipo sanitario, compuesto por diferentes estructuras hidráulicas que permiten la recolección y transporte de las aguas servidas, sin embargo presenta varias diferencias que ocasionan problemas en su funcionamiento, como el crecimiento del caudal en épocas invernales por el número elevado de conexiones erradas, causando sedimentación en algunos colectores, pozos de inspección con cañuelas socavadas permitiendo la infiltración de las aguas residuales.

La red de recolección del alcantarillado tiene una longitud de 75,4 km aproximadamente en el casco urbano, de los cuales el 54.47% está en tubería de gres, 41.68% en tubería de PVC y el 0.85% en tubería de concreto. El sistema funciona hace 30 años y opera totalmente por gravedad. [3]

4.1.6 Fuente Receptora.

Quebrada la Pava: Nace en la vereda las playas del Bojaba, hace su recorrido por la vereda Pavitas, Pava y el área urbana para luego desembocar en el río Banadía, en su trayecto el agua se utiliza para actividades agrícolas, ganaderas y pesca, así mismo se observa en la parte

media algunos sitios especiales para la recreación de contacto directo, presenta procesos de avenidas en época invernal y en época de verano su oferta hídrica se disminuye sosteniblemente hasta dejar un pequeño hilo de agua. Dentro de la vegetación encontrada en las márgenes de la Quebrada y zona de aislamiento se tienen bosques de galería, con densidad moderada y presencia de estratos medios y bajos.⁴

Fotografía 1. Fuente receptora.



Fuente: Vera, J. 2015

4.2 MARCO TEORICO.

Se denominan aguas residuales municipales, a los residuos líquidos transportados por el alcantarillado de una ciudad o población y que deben ser tratados en una planta de tratamiento municipal.⁵

Si estos residuos no se controlan, pues se genera consecuencias al medio ambiente, en especial a las fuentes receptoras que comúnmente son corrientes hídricas los suelos y posiblemente los seres humanos. Para evitar dicha condición en Colombia, existe una norma (resolución RAS 2000 en sus diferentes títulos) que regulan la emisión de contaminantes y por la cual se adopta el reglamento para agua potable y saneamiento básico.

⁴ Plan de Ordenamiento Territorial Saravena.

⁵ Gestión para el manejo y disposición final de las aguas residuales. Pag.13, 45-48.

El tratamiento de las aguas residuales puede llevarse a cabo mediante procesos físicos, químicos o biológicos. Los mecanismos de tratamiento pueden ser alternados de diferentes maneras, lo que inevitablemente dará como resultado diferentes secuencias de operaciones y procesos o trenes de tratamiento. Específicamente, el tratamiento de las aguas residuales domésticas, se realiza en dos o tres etapas: Tratamiento físico, denominada también primera etapa o tratamiento primario, tratamiento biológico, denominada también segunda etapa o tratamiento secundario y tratamiento avanzado, denominada también tercera etapa o tratamiento terciario. Esta última etapa se considera como algo fuera de lo común para el tratamiento de las aguas residuales domésticas, siendo más comúnmente utilizadas la primera y la segunda etapa (Rolim, 2000).

Dentro de la gama de procesos biológicos es factible implementar: Lodos activados de tipo convencional y sus modificaciones, lagunas aireadas, Biodiscos, filtro percolador, RAMLFA, humedales y lagunas de estabilización.

Los tratamientos biológicos se clasifican en aerobios, anaerobios y facultativos. En el primer caso se requiere de la presencia de oxígeno disuelto en el medio; en el segundo caso el oxígeno está ausente; y en el tercero se pueden presentar las dos situaciones (Metcalf y Eddy, 1998).

Entre las técnicas de bajo costo utilizadas en los tratamientos biológicos para depurar las aguas residuales domésticas, ha sido las lagunas de estabilización. El lagunaje ha pasado en pocos años a convertirse en la elección prioritaria, para muchos países, incluso aplicadas en diversas condiciones climáticas, teniendo un recorrido de implantación desde los trópicos hasta Alaska (España. MOPT, 1991).

4.2.1 Sistema de tratamiento de agua residual.

Consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen como fin eliminar tales contaminantes presentes en el agua, además protege el medio ambiente al permitir un proceso de tratamiento para las aguas residuales y devolver así a la naturaleza agua limpia, sin contaminantes y en mejores condiciones.

4.2.1.1 Tratamientos preliminares

Tiene como objetivo remover materia flotante, arena y manchas de aceite que pueden causar dificultades de operación y mantenimiento en los procesos posteriores. Se realiza por medio de procesos físicos y/o mecánicos, como rejillas y desarenadores.

4.2.1.1.1 Las Rejillas:

Con éstas se retiene todo el material grueso, su principal objetivo es retener basuras, material sólido grueso que pueda afectar el funcionamiento de las bombas, válvulas, aireadores, etc. Se utilizan solamente en los desbastes previos, y sirven para que los desechos no dañen las maquinas. Se construyen con barras de 6 mm de grosor y son acomodadas aproximadamente a 100 mm de distancia. [4]

4.2.1.1.2 Desarenadores:

Son unidades encargadas de retener arenas, guijarros, tierra y otros elementos vegetales o minerales que traigan las aguas.

4.2.1.2 Tratamiento primario

El principal objetivo es el de remover aquellos contaminantes que pueden sedimentar, como por ejemplo los sólidos sedimentables y algunos suspendidos o aquellos que pueden flotar como las grasas.

El tratamiento primario presenta diferentes alternativas según la configuración general y el tipo de tratamiento que se haya adoptado. Se puede hablar de una sedimentación primaria como último tratamiento o precediendo un tratamiento biológico, de una coagulación cuando se opta por tratamientos de tipo físico-químico.

4.2.1.3 Tratamiento de secundario.

Es esencialmente biológico, en esta etapa las bacterias benéficas se emplean intencionalmente para consumir otra parte de contaminantes que no fueron removidos en el tratamiento primario. La aireación es decir, la incorporación de oxígeno o aire al agua – contribuye al crecimiento bacteriano.

4.2.1.4 Tratamiento terciario.

Tiene como objetivo complementar los procesos anteriormente indicados para lograr efluentes más puros, con menor carga contaminante y que pueda ser utilizado para diferentes usos como recarga de acuíferos, recreación, agua industrial, etc. las sustancias o compuestos comúnmente removidos son: (a) Fosfatos y nitratos. (b) Huevos y quistes de parásitos. (c) Sustancias tenso activas. (d) Algas. (e) Bacterias y virus (desinfección). (f) Radionuclidos. (g) Sólidos totales y disueltos. (h) Temperatura.

4.2.2. Métodos para calcular la Proyección de población.

De acuerdo a los registros estadísticos del DANE, se realiza la estimación de la proyección de población para el Municipio de Saravena se consideran los métodos de cálculo estipulados en el RAS 2000.

El nivel de complejidad se determina de acuerdo al número de habitantes del Municipio, especificado en el RAS 2000, identificando el nivel que como bajo, medio, medio alto y alto. Este lineamiento es un factor determinante en los parámetros de diseño en los sistemas de acueducto y alcantarillado.

Según el RAS 2000, a continuación se presentan las fórmulas utilizadas para el cálculo en cada método [RAS 2000, Título B]:

✓ Método Aritmético.

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \times (T_f - T_{uc})$$

Dónde:

P_f : Población correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población.

P_{uc} : Población (hab) correspondiente al último año censado.

P_{ci} : Población (hab) correspondiente al censo inicial con información.

T_{cu} : Año correspondiente al último año censado con información.

T_{ci} : Año correspondiente al censo inicial con información.

T_f : Año al cual se quiere proyectar la información.

✓ Método Geométrico

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{uc} - T_{ci})}} - 1$$

Dónde:

r: Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

P_{uc} : Población (hab) correspondiente al último año censado.

P_{ci} : Población (hab) correspondiente al censo inicial con información.

T_{cu} : Año correspondiente al último año censado con información.

T_{ci} : Año correspondiente al censo inicial con información.

T_f : Año al cual se quiere proyectar la información.

✓ Método Exponencial

$$P_f = P_{ci} * e^{k*(T_f - T_{ci})} \quad k = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Dónde:

k: Tasa de crecimiento de la población.

P_{cp} : Población del censo posterior.

P_{ca} : Población del censo anterior.

T_{cp} : Año correspondiente al censo posterior.

T_{ca} : Año correspondiente al censo anterior.

P_{ci} : Población (hab) correspondiente al censo inicial con información.

T_f : Año al cual se quiere proyectar la información.

T_{ci} : Año correspondiente al censo inicial con información.

4.2.3 Condiciones Operativas y eficiencia

Para determinar la eficiencia de esta PTAR se tomaron muestras puntuales de aguas residuales en el afluente, donde se determinaron Caudal, pH, Sólidos Suspendidos Totales (SST), Sólidos Totales (ST), Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Demanda Química de Oxígeno (DQO) a las cuales se efectuó una comparación en base a las directrices formuladas en el Decreto 1594 del 1984, Resolución 1074 de 1997 y RAS 2000, a fin de cuantificar la eficiencia operativa en términos de remoción de materia orgánica y sólidos.

A continuación se presenta el método de cálculo para cada una de las unidades con las que cuenta el STAR.

4.2.3.1 Canal de Entrada.

Obtenidas las medidas en campo se calculan algunos parámetros de diseño.

- ✓ **Velocidad de Entrada:** Es la velocidad con la que entra al canal de Acceso.

$$V_{entrada} = \left(\frac{Q_{total}}{H_c * B} \right)$$

4.2.3.2 Rejillas.

El sistema consta de dos canales en paralelo, cada canal consta de dos rejillas en serie, a las cuales se evalúan según las especificaciones del RAS 2000.

- ✓ **Altura de la lámina de Agua en el Canal de aproximación:** Mediante la Ecuación de Manning se calcula la altura de la lámina de agua en el canal que será el mismo en la rejilla número uno (1)

$$V = \frac{1}{n} * RH^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad RH = \left(\frac{A_{mojada}}{P_{mojado}} \right) \quad Q_{diseño} = \left(\frac{(B * H)^{5/3}}{n(2H + B)^{2/3}} \right)$$

- ✓ **Numero de varillas:** Una vez conocido el valor de b (espacio entre cada barrote), s (espesor del barrote) y números de varillas que son datos tomados en campo, se remplaza en la siguiente ecuación:

$$Br = Nvarillas * s + (Nvarillas + 1) * b$$

Tabla 4. Características de las rejillas.

Tabla 12.1
Características de rejillas de barras⁽⁴⁾

Característica	De limpieza manual	De limpieza mecánica
Ancho de las barras	0,5 - 1,5 cm	0,5 - 1,5 cm
Profundidad de las barras	2,5 - 7,5 cm	2,5 - 7,5 cm
Abertura o espaciamento	2,5 - 5,0 cm	1,5 - 7,5 cm
Pendiente con la vertical	30° - 45°	0° - 30°
Velocidad de acercamiento	0.3 - 0.6 m/s	0.6 - 1 m/s
Pérdida de energía permisible	15 cm	15 cm

Fuente: ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Tratamiento de Aguas Residuales.

- ✓ **Área total de la rejilla:** Corresponde al ancho de la rejilla por la altura de la lámina de agua. El ancho de la rejilla debe depender del ancho del canal.
- ✓ **Eficiencia:** Establece que tan eficiente es la rejilla en la remoción o atrapamiento de los residuos sólidos en la entrada del sistema.

$$\text{Eficiencia} = \left(\frac{b}{b+s} \right)$$

- ✓ **Área Efectiva de la rejilla,** es el área que representa mayor eficiencia en la remoción del material sólido.
- ✓ **Área Canal:** Hace referencia a la división de área efectiva sobre un factor de mayoración de 1.5 según ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Tratamiento de Aguas Residuales.

$$A_{\text{efectiva}} = A_{\text{canal}} * 1,5$$

- ✓ **Ancho del canal:** Espacio de entrada por el cual discurre el caudal de diseño de agua residual a las demás unidades.
- ✓ **Velocidad de Aproximación:** Para garantizar un área de acumulación adecuada, la velocidad de aproximación a las rejillas debe estar entre 0.3 y 0.6 m/s para rejillas limpiadas manualmente, entre 0.3 y 0.9 m/s para rejillas limpiadas mecánicamente.

- ✓ **Área mojada de la rejilla**

$$A_{mr} = H_c * b$$

- ✓ **Caudal por Área en la Rejilla:** Es el caudal que pasa a través de los barrotes según la altura de la lámina de agua.

$$\frac{Q}{N_{varillas} + 1} = Q_{xarea}$$

- ✓ **Velocidad del flujo en la rejilla:** La velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe estar entre 0,3 – 0,6 m/s con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes.

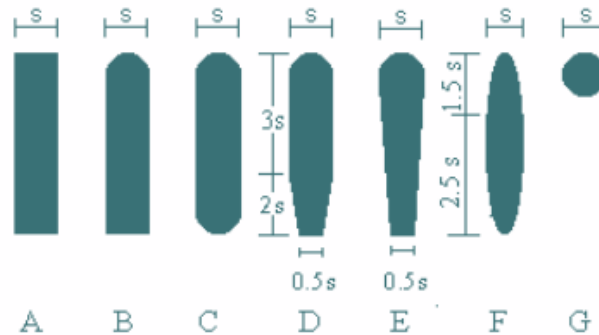
Tabla 5. Condiciones de velocidad en las rejillas.

Parámetro condicionante	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Espaciamiento	15 - 50 mm	3 - 77 mm
Velocidad mínima de aproximación	0,3 – 0,6 m/s	0,3 – 0,9 m/s
Velocidad mínima entre barras	0,3 – 0,6 m/s	0,6 – 1,2 m/s

Fuente: Título E, RAS 2000.

- ✓ **Angulo de la rejilla (θ):** Las rejillas deben tener una inclinación de 30° a 45° con respecto a la horizontal, para limpieza manual.
- ✓ **Coefficiente de pérdidas menores de la rejilla (β):** Deben conocerse las pérdidas menores que ocurren en la rejilla que se obtienen de la tabla B.4.5, en conjunto con la figura B.4.1., del RAS 2000.

Figura 1. Coeficiente de pérdidas en las rejillas según el tipo de varilla.



Fuente: Título, RAS 2000.

$$K = \beta * \left(\frac{s}{b}\right)^{1,33} * \sin \theta$$

$$H_f = K * \frac{Vr^2}{2 * g}$$

- ✓ **Altura de la lámina de agua después de la primera rejilla:** Es la diferencia de la altura de la lámina de agua en el canal y las pérdidas generadas por la rejilla.

4.2.3.3 Canaleta Parshall.

- ✓ **Determinación de la lámina de agua**

$$h_a = \left(\frac{Q}{K}\right)^{\frac{1}{n}}$$

- ✓ **Calculo de la canaleta en la sección de medida**

$$W_a = \frac{2}{3} * (D - W) + W$$

- ✓ **Calculo de la velocidad en la sección de medida**

$$V_a = \frac{Q}{W_a * h_a}$$

- ✓ **Calculo de la energía total disponible sección 1-1 aplicando Bernoulli.**

$$E_1 = \left(\frac{V_a^2}{2 * g}\right) + h_a + N$$

- ✓ **Calculo de velocidad del resalto sección 2-2, inmediatamente antes del resalto aplicando Bernoulli.**

$$E_2 = \left(\frac{V_2^2}{2 * g} \right) + h_2 \quad V_2 = \frac{Q}{W * h_2} \quad V_2 = \frac{0,02 \frac{m^3}{s}}{0,1524m * h_2}$$

Igualamos E1=E2

$$E1 = \left(\frac{0,02 \frac{m^3}{s}}{0,1524m * h_2} \right)^2 * \frac{1}{2 * 9,81 \frac{m}{s^2}} + h_2$$

Por medio de iteración se calcula h2

- ✓ **Determinación de la lámina de agua en el resalto**

$$h_b = h_2 - N$$

- ✓ **Chequeo de grado de sumergencia, para verificar condiciones del aforador:** Esta entre -0,043 y 0,60

$$S = \frac{h_b}{h_a}$$

El criterio principal para el diseño de la canaleta Parshall radica en que se cumpla con los parámetros de sumergencia (hb/ha), en este caso la canaleta Parshall trabaja con descarga libre, por lo tanto sirve como aforador.

- ✓ **Calculo del número de Froude:** Aplicando la fórmula del Resalto Hidráulico el número de Froude oscila entre 1,7-2,5 ó 4,5 -9,0.

$$\frac{h_3}{h_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right) \quad F_2^2 = \frac{V_2^2}{h_2 * g} \quad F_2 = \sqrt{\frac{V_2^2}{h_2 * g}}$$

- ✓ **Calculo de la lámina de agua al final del trecho divergente**

$$h_3 = \frac{h_2}{2} * \left(\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right)$$

- ✓ **Calculo de la lámina de agua al final de la canaleta**

$$h_4 = h_3 - (N - K)$$

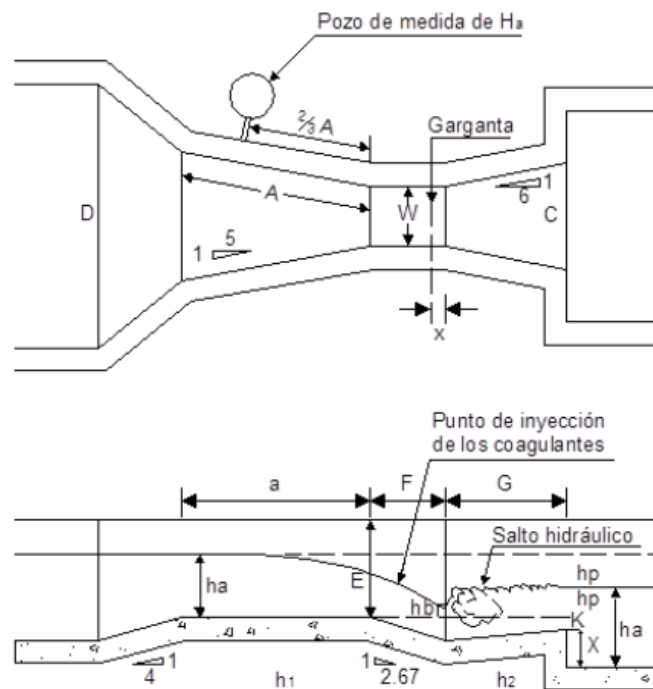
✓ **Calculo del tiempo medio de mezcla**

$$t_d = \frac{G''}{V_m} \quad V_m = \frac{V_3 + V_4}{2} \quad V_3 = \frac{Q}{W * h_3} \quad V_4 = \frac{Q}{C * h_4}$$

✓ **Calculo del Gradiente de velocidad G**

$$G = \frac{\gamma \Delta h}{\mu t_d}$$

Figura 2. Esquema de Canaleta Parshall.



Fuente: Pagina de la Universidad Nacional Abierta y a Distancia, Lección 20. Canaleta Parshall.

Tabla 6. Dimensiones típicas de medidores Parshall.

W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.2	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Fuente: Acevedo & Álvarez, 1976

Tabla 7. Valores constantes K, n y W de Parshall.

Unidades Métricas			Ancho W	Límites de caudal (l/s)	
W	K	n		Q Mínimo	Q Máximo
3"	0.176	1.547	1"	0.28	5.67
6"	0.381	1.580	2"	0.57	14.15
9"	0.535	1.530	3"	0.85	28.31
1'	0.690	1.522	6"	1.42	110.44
1 1/2'	1.054	1.538	9"	2.58	252.00
2'	1.426	1.550	12"	3.11	455.90
3'	2.182	1.566	18"	4.24	696.50
4'	2.935	1.578	24"	11.90	937.30
5'	3.728	1.587	36"	17.27	1427.20
6'	4.515	1.595	48"	36.81	1922.70
7'	5.306	1.601	60"	45.31	2424.00
8'	6.101	1.606	72"	73.62	2931.00

Fuente:(Romero Rojas, 2008).

4.2.3.4 Desarenador de Flujo Horizontal.

Mediante de la ecuación de Duncan Mara se determina la temperatura del agua residual.

$$T_{\text{agua residual}} = 8,59 + 0,82 * T_{\text{ambiente}}$$

✓ **Área Superficial del Desarenador**

$$A_{\text{superf-tanque}} = B * L$$

✓ **Volumen del Desarenador**

$$V_{\text{tanque}} = B * L * H_{\text{util}}$$

- ✓ **Carga Hidráulica Superficial CHS** o tasa de desbordamiento se recomienda un rango entre 700 y 1600 m³/m²/dia. Estos valores pueden ser expresados en términos de velocidad de sedimentación, variando aproximadamente entre 30 m/h y 65 m/h.

$$CHS = \frac{Q}{A_{\text{superf-tanque}}}$$

- ✓ **Tiempo de Retención Hidráulico (TRH):** Tomando como lineamiento el RAS 2000, el tiempo de retención debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse ; se recomienda un tiempo entre 20 segundos y 3 minutos.

$$TRH = \frac{V_{\text{tanque}}}{Q}$$

- ✓ **Velocidad de sedimentación (Vsed):** La velocidad de asentamiento vertical debe calcularse en función de la altura útil del desarenador y el Tiempo de Retención Hidráulico (TRH).

$$V_{\text{sed}} = \frac{H}{TRH}$$

- ✓ **Diámetro de la partícula a ser removida (d):** Se calcula el diámetro de la partícula a ser removida mediante la ecuación de Stokes y se

calcula en función de la temperatura del agua y el peso específico de la partícula. El peso específico de las partículas de arena que serán removidas por el desarenador se puede suponer igual a 2.65 gr/cm³ según lo establece el RAS 2000.

$$V_{sed} = \frac{1}{18} * g \left(\frac{\rho_{particula} - \rho_{agua}}{\mu} \right) d^2 \quad d = \sqrt{\left(\frac{V_{sed} * 18 * \mu}{g(\rho_{particula} - \rho_{agua})} \right)}$$

- ✓ **Velocidad Horizontal o de Flujo:** Varía únicamente en un rango entre 0.2 m/s y 0.4 m/s según lo establece el RAS 2000.

$$V_h = \frac{Q}{A_T} \quad A_T = B * H$$

- ✓ **Relación L/B:** la relación largo ancho debe estar entre 2,5 a 5 m y la relación profundidad ancho entre 1 a 5 m. En la tabla E.4.7 del RAS 2000 se encuentran algunas características de los desarenadores.

Tabla 8. Geometría para desarenadores de Flujo Horizontal.

TABLA E.4.7

Geometría recomendada para desarenadores de diferente tipo

Parámetro	Desarenador de flujo horizontal	Desarenador aireado	Desarenador tipo vórtice
Profundidad (m)	2 - 5	2 - 5	2.5 - 5
Longitud (m)	----	8 - 20	----
Ancho (m)	----	2.5 - 7	----
Relación Largo : Ancho	2.5 : 1 - 5 : 1	3 : 1 - 5 : 1	----
Relación Ancho : Profundidad	1 : 1 - 5 : 1	1 : 1 - 5 : 1	----
Diámetro (m)			
Cámara superior	----	----	1 - 7
Cámara inferior			1 - 2

Fuente: Título E, RAS 2000.

- ✓ **La cantidad de arena removida por el Desarenador**

La arena removida por estas unidades oscila entre 5 y 40 mL por m³ de agua residual tratada para alcantarillados sanitarios, con valores típicos cercanos a los 20 mL/m³. Si la red es combinada, estos valores podrían ascender en épocas de invierno, a 200 mL/m³. [Moreno López, 2009-2010].

Teniendo presente que el sistema de alcantarillado es combinado y que evalúa un solo sedimentador, el caudal se divide en dos por la existencia de dos desarenadores en paralelo.

✓ **Volumen de arena (m³/día)**

$$(200 \text{ mL/m}^3 * (Q/2)) / 1000000$$

✓ **Peso de la arena (Kg/día)**

$$\rho_{arena} = \frac{W_{arena}}{V_{arena}} \quad W_{arena} = \rho_{arena} * V_{arena}$$

El contenido de materia orgánica en las arenas extraídas está, usualmente, entre el 3 y el 5% de materia orgánica. [Moreno López, 2009-2010].

✓ **Carga Orgánica Removida (KgMO/día)**

$$CO_{removida} = W_{arena} * CO_{remov-Asumida} \%$$

✓ **Carga Contaminante DBO5-Entrada (Kg MO/día)**

$$CC_{DBO5} = Q \left(\frac{L}{s} \right) * [DBO5] * 0,0864$$

✓ **Carga Contaminante DBO5-Salida (Kg MO/día)**

$$CC_{DBO5-salida} = CC_{DBO5-entrada} - CO_{removida}$$

✓ **Concentración de DBO5 a la Salida (mg/L)**

$$CC_{DBO5salida} = Q_{salida} * [DBO_5]$$

✓ **Eficiencia del desarenador respecto a la DBO5 (%)**

$$\frac{Eficiencia_DBO5}{[entra] - [sale]} * 100$$

4.2.4 Laguna de Estabilización.

Una laguna de estabilización de aguas residuales es una estructura simple para embalsar agua, de poca profundidad de 1 a 5 m y con períodos de retención de magnitud considerable (de uno a cuarenta días).

Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización, se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido con el nombre de autodepuración, o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico y biológico.

Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo a través de la acción de organismos aerobios cuando hay oxígeno disuelto en el agua, y de organismos anaerobios cuando no hay oxígeno disuelto en la misma.

Hay distintos tipos de lagunas:

4.2.4.1 Lagunas de estabilización anaeróbicas:

Como su nombre indica, en las lagunas anaerobias se produce la degradación de la materia orgánica en ausencia de oxígeno, excepto posiblemente en su superficie.

La profundidad de este tipo de lagunas es de 2.5 a 5 m. Básicamente son diseñadas con criterios de carga orgánica volumétrica o tiempo de retención. El objetivo primordial de estas lagunas es la reducción de contenido en sólidos y materia orgánica del agua residual, y no la obtención de un efluente de alta calidad.

En la (Tabla 4) se resumen algunos de los parámetros más utilizados para diseño de lagunas de estabilización anaeróbicas.⁶

✓ Carga orgánica volumétrica

⁶ LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES. Jairo Alberto Romero Rojas. Pag. 172, 173.

La información sobre cargas volumétricas utilizadas para diseño de las lagunas anaeróbicas (tabla 4) permite formular la expresión siguiente aproximada para diseño:

$$COV = 16.5 T - 100$$

Dónde: COV= carga organica volumétrica, g DBO/m3d

T = temperatura de diseño, generalmente mayor de 10°C

Tabla 9. Factores de diseño de lagunas anaerobias.

Carga orgánica volumétrica g DBO/m ³ .d	Tiempo de retención d	Profundidad m	Temperatura °C %	Eficiencia remoción de DBO oficial kg DBO/ha.d	Carga orgánica super-	Observaciones
320	≥ 4	4.5	≥ 25	75	-	(1)
100 - 400	≤ 2	2.5	12 20 25	45 62 70	4000 - 16000	(55)
300	5	2.5 - 5	> 22	50	-	(63)
< 400	1	2 - 4	20	50	-	(13)
< 400	2.5	2 - 4	20	60	-	(13)
< 400	5	2 - 4	20	70	-	(13)
125	-	-	-	-	-	Israel (30)
-	5	-	10	10	-	cita en la referencia 63
-	4 - 5	-	10 - 15	30 - 40	-	-
-	2 - 3	-	15 - 20	40 - 50	-	-
-	1 - 2	-	20 - 25	50 - 60	-	-
-	1 - 2	-	25 - 30	60 - 80	-	-
100	2 - 5	3 - 4	≤ 10	40	-	-
200	2 - 5	3 - 4	11 - 19	50	-	-
300	2 - 5	3 - 4	≥ 20	60	-	-
132 - 311	0.8 - 2	-	26	76 - 81	-	(50)
190 - 240	2 - 5	3 - 5	-	-	1000-6000	(64)
100	-	2 - 4	< 10	40	-	Cita en la referencia 40
20T - 100	-	2 - 4	10 - 20	2 T+ 20	-	-
300	-	2 - 4	> 20	60	-	-
-	1.25	-	-	45 - 80	1120-2240	Australia (30)

Fuente: ROMERO, J. Lagunas de Estabilización de Aguas Residuales.

Tabla 10. Remoción de DBO en lagunas anaeróbicas.

Temperatura °C	Eficiencia de remoción de DBO, %
< 10	40
11 - 20	50
21 - 25	60
> 25	70

Fuente: ROMERO, J. Lagunas de Estabilización de Aguas Residuales.

✓ Modelo de Vincent

El modelo fue desarrollado por Vincent en 1963, para Zambia, suponiendo condiciones de mezcla completa y temperatura del agua de 20°C

$$C_1 = \frac{C_o}{\left(\frac{C_1}{C_o}\right)^n K\phi + 1}$$

Dónde: C_1 =DBO del efluente y de la laguna, mg/L
 C_o =DBO del afluente, mg/L
 ϕ =Tiempo de retención hidráulica, d
 K =constante de remoción de DBO, 6.0 d⁻¹
 n =exponente, igual a 4.8

Por lo tanto,

$$\phi = \left(\frac{C_o}{C_1} - 1\right) \left[\frac{1}{K \left(\frac{C_1}{C_o}\right)^n} \right]$$

4.2.4.2 Lagunas de estabilización facultativas:

Las lagunas facultativas son aquellas que poseen una zona aerobia y una zona anaerobia respectivamente en superficie y fondo. Por tanto, en estas lagunas podemos encontrar cualquier tipo de microorganismo, desde anaerobios estrictos en el fango del fondo hasta aerobios estrictos en la zona adyacente a la superficie. Sin embargo, los seres vivos más adaptados al medio serán los microorganismos facultativos, que pueden sobrevivir en las condiciones cambiantes de oxígeno disuelto típicas de estas lagunas a lo largo del día y del año. Además de las bacterias y protozoos, en las lagunas facultativas es esencial la presencia de algas, que son las principales suministradoras de oxígeno disuelto. (Ver figura 1).

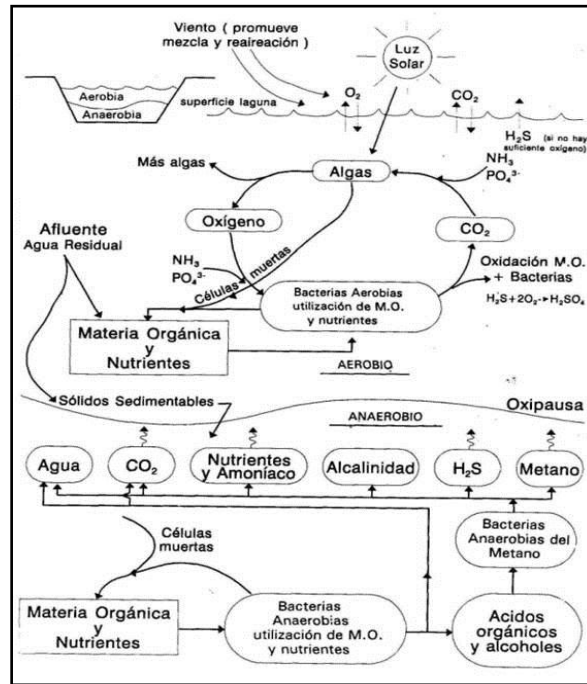


Figura 3. Diagrama del proceso de una Laguna de Estabilización (ROMERO, J, 2005).

El área máxima de las lagunas facultativas no deben exceder de 15 ha. La materia orgánica contenida en los desechos se estabiliza, parte, transformándose en materia más estable en productos inorgánicos finales que sale con el efluente.

El objetivo en las lagunas facultativas es obtener un efluente de la mayor calidad posible, en el que se haya alcanzado una elevada estabilización de la materia orgánica, y una reducción en el contenido en nutrientes y bacterias coliformes.

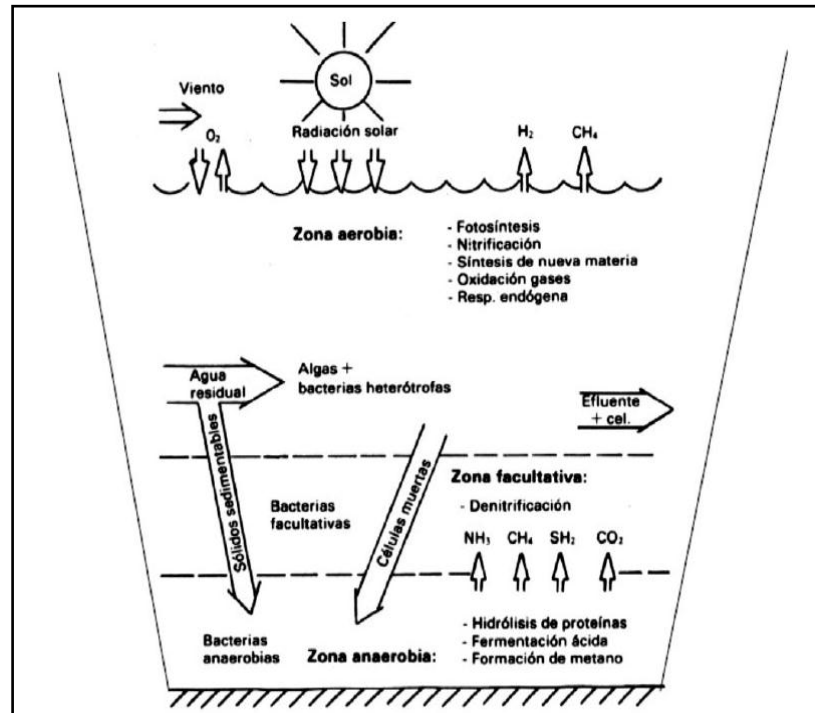


Figura 4. Laguna Facultativa Imagen tomada de la presentación "Tecnologías No Convencionales para la Depuración de las A.R.U." del Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA).

Este tipo de lagunas se puede diseñar con base en modelos de reactor de mezcla completa y cinética de remoción de DBO de primer orden como el modelo de Marais; modelos de carga orgánica superficial como los de McGarry y Pescod, Mara, Yañez y otros, al igual que modelos empíricos como el de Hermann y Gloyna y otros.

- ✓ Modelo de mezcla completa y cinética de primer orden
- ✓ Modelo de flujo arbitrario
- ✓ Modelo de flujo pistón
- ✓ Modelo de carga superficial

4.2.4.5 Laguna de estabilización de Maduración

Las lagunas de maduración deben dimensionarse para alcanzar la remoción bacteriana necesaria de acuerdo a los criterios de calidad exigidos. Debe tenerse en cuenta la remoción lograda en los sistemas de tratamiento que anteceden.

La reducción de bacterias en cualquier tipo de laguna debe ser determinada en términos de coliformes fecales, como indicadores. [RAS 2000].

Mediante de la ecuación de Duncan Mara se determina la temperatura del agua residual.

$$T_{\text{agua residual}} = 8,59 + 0,82 * T_{\text{ambiente}}$$

✓ Concentración de coliformes de la salida

Según Marais

$$N_e = \left(\frac{N_0}{1 + Kbt * \phi} \right)$$

Dónde:

N_e Concentración de coliformes de la salida

N_0 Concentración de coliformes de entrada

Kbt Constante de velocidad para la eliminación de coliformes

$$Kbt = 1,41 * \phi^{T-20}$$

✓ Tiempo de Retención

$$TRH = \frac{V_{\text{tanque}}}{Q}$$

✓ Volumen de la Laguna

$$V_l = B_{\text{laguna}} * L_{\text{laguna}} * H_{\text{laguna}}$$

✓ Área de la Laguna

$$A_{\text{laguna}} = B_{\text{laguna}} * L_{\text{laguna}}$$

✓ **Carga Volumétrica**

$$COV = \left(\frac{Q * [DBO5]}{V} \right)$$

- ✓ **Tiempo de Retención Hidráulico (TRH):** Para una adecuada remoción de nemátodos intestinales en un sistema de lagunas se requiere un período de retención nominal de 10 días como mínimo.

$$TRH = \frac{V_{tanque}}{Q}$$

- ✓ **Profundidad:** puede variar entre 0.9 y 1.5 m.

4.3 MARCO CONCEPTUAL

Afluente: Agua u otro líquido que ingresa a un reservorio, planta de tratamiento o proceso de tratamiento.

Agua residual: Agua que ha sido usada por una comunidad o industria y que contiene material orgánico o inorgánico disuelto o en suspensión.

Agua residual doméstica: Agua de origen doméstico, comercial e institucional que contiene desechos fisiológicos y otros provenientes de la actividad humana.

Agua residual municipal: Son aguas residuales domésticas. Se puede incluir bajo esta definición a la mezcla de aguas residuales domésticas con aguas de drenaje pluvial o con aguas residuales de origen industrial, siempre que estas cumplan con los requisitos para ser admitidas en los sistemas de alcantarillado de tipo combinado.

Caracterización de las aguas residuales: Determinación de la cantidad y características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales.

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

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO): Cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura específicos (generalmente 5 días y a 20°C).

Demanda química de oxígeno (DQO): Medida de la cantidad de oxígeno requerido para la oxidación química de la materia orgánica del agua residual, usando como oxidante sales inorgánicas de permanganato o dicromato de potasio.

Densidad de población: Número de personas que habitan dentro de un área bruta o neta determinada.

Dotación: Cantidad de agua promedio diaria por habitante que suministra el sistema de acueducto, expresada en litros por habitante por día.

Efluente: Líquido que sale de un proceso de tratamiento.

Sistema de alcantarillado combinado: son el conjunto de tuberías, colectores, interceptores y estructuras de alivio, destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales domésticas provenientes de los predios de una localidad, como de las aguas lluvias.

Sistema de alcantarillado pluvial: son el conjunto de tuberías, colectores, canales y estructuras hidráulicas que siguiendo un trazado lineal, recolectan y transportan las aguas lluvias de una localidad.

sistema de alcantarillado sanitario: son el conjunto de tuberías, colectores, interceptores y estructuras que siguiendo un trazado lineal a lo largo de las vías urbanas o suburbanas, están destinadas a recolectar, evacuar y disponer las aguas residuales domésticas e industriales provenientes de los predios de una localidad, las cuales se conectan a través de una acometida de alcantarillado.

Tratamiento biológico o terciario: procesos de tratamiento en los cuales se intensifican la acción natural de los microorganismos para estabilizar la

materia orgánica presente. Usualmente se utilizan para la remoción de material orgánico disuelto.

Tratamiento de agua residual: Es el conjunto de operaciones, procesos o técnicas mediante los cuales se modifican las características de las aguas residuales incrementando sus posibilidades de reutilización o para minimizar los impactos ambientales y los riesgos para la salud humana.

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 DBO.

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

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

Vertimiento puntual: El que se realiza a partir de un medio de conducción, del cual se puede precisar el punto exacto de descarga al cuerpo de agua, al alcantarillado o al suelo.

Vertimiento no puntual: Aquel en el cual no se puede precisar el punto exacto de descarga al cuerpo de agua o al suelo, tal es el caso de vertimientos provenientes de escorrentía, aplicación de agroquímicos u otros similares.

4.4 MARCO LEGAL

El marco normativo vigente que se relaciona con la gestión de aguas residuales ha sido expedido por los sectores de salud, agua potable y saneamiento básico, y medio ambiente, el cual está definido, no solo en el campo ambiental sino también en el marco de la prestación de los

servicios públicos domiciliarios y específicamente en el servicio de alcantarillado.

Decreto 1594 del 26 de Junio de 1984, Por el cual se reglamenta parcialmente el Título I de la Ley 09 de 1979, así como el Capítulo II del Título VI - Parte III - Libro II y el Título III de la Parte III Libro I del Decreto 2811 de 1974 en cuanto a usos del agua y residuos líquidos.

Es el instrumento normativo que rige los usos del agua y vertimiento de residuos líquidos, en él se establece los límites permisibles que se deben cumplir en lo referente a sustancias de interés sanitario y parámetros físico-químicos.

Considera el cumplimiento de las normas básicas o mínimas sobre vertimientos, estas exigen que para la expedición de los permisos de vertimiento al alcantarillado público todo usuario industrial remueva un porcentaje definido de carga orgánica y de sólidos suspendidos, diferenciando entre usuario nuevo y existente

Constitución Política de la Republica de Colombia de 1991. Respeto al tema del saneamiento hídrico, la Constitución Política de 1991 tuvo intervención en los siguientes temas, fundamentados en el desarrollo sostenible:

En el artículo 49 se determinó que tanto la atención en salud como el saneamiento ambiental eran servicios públicos a cargo del estado y que debido a esa condición este asumía la responsabilidad de organizar, dirigir y reglamentar la prestación de servicios de salud y de saneamiento ambiental, considerando para ello principios de eficiencia, universalidad y solidaridad.

En el artículo 79 se señala el derecho de todas las personas a gozar de un ambiente sano y entrega a la comunidad la oportunidad de decidir sobre el ambiente que pueden afectarla.

En el artículo 366 consideró que tanto el bienestar de la población como el mejoramiento de la calidad de vida era obligación del Estado; en ese sentido debe ser prioritaria la solución de las necesidades insatisfechas de salud, educación, saneamiento ambiental y agua potable. Por lo anterior,

el Estado podrá a través de instrumentos económicos incentivar a la población a alcanzar los comportamientos adecuados en torno al medio ambiente, tal es el caso del saneamiento hídrico.

Por lo anterior, el Estado podrá a través de instrumentos económicos incentivar a la población a alcanzar los comportamientos adecuados en torno al medio ambiente, tal es el caso del saneamiento hídrico.

Ley 99 del 22 de Diciembre de 1993, Por la cual se crea el Ministerio del Medio Ambiente, se reordena el Sector Público encargado de la gestión y conservación del medio ambiente y los recursos naturales renovables, se organiza el Sistema Nacional Ambiental, SINA, y se dictan otras disposiciones. Artículo 31 - Contribuciones, tasas, derechos, tarifas y multas por concepto del uso y aprovechamiento de los recursos naturales renovables. Art. 42, Tasas Retributivas y Compensatorias.

Resolución 273 del 1 de Abril de 1997, Por la cual se fijan las tarifas mínimas de las tasas retributivas por vertimientos líquidos para los parámetros Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Sólidos Suspendidos Totales (SST).

Resolución 372 del 6 de Mayo de 1998, Por la cual se actualizan las tarifas mínimas de las tasas retributivas por vertimientos líquidos y se dictan disposiciones.

Resolución 1096 de 2000 - Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS:

El ministerio de desarrollo económico adopto el RAS como el documento técnico que fija los criterios básicos y requisitos mínimos que deben reunir los diferentes procesos involucrados en la conceptualización, el diseño, la construcción, la supervisión técnica, la puesta en marcha, la operación y tratamiento de aguas residuales, entre otras obras de agua potable y saneamiento básico.

En el caso de sistemas de tratamiento de aguas residuales, el RAS título E, tratamiento de aguas residuales, tiene en cuenta los procesos involucrados en la conceptualización, diseño, construcción, supervisión técnica, puesta en marcha, operación y mantenimiento.

En materia de descontaminación, el Conpes 3177 de 2002 define las acciones y lineamientos para la formulación del Plan Nacional de Manejo de Aguas Residuales Municipales (PMAR).

Decreto 3100 de 2003. Reglamenta el artículo 42 de la ley 99 de 1993 y modifica el decreto 901 de 1997, que implementó las tasas retributivas. Cobra por el aporte directo de carga contaminante de cada uno de los usuarios pero se evalúa globalmente por cuenca o tramo el cumplimiento de la meta concertada.

El presente decreto tiene por objeto reglamentar las tasas retributivas por la utilización directa del agua como receptor de vertimientos puntuales. El decreto contempla lo relacionado con el establecimiento de la tarifa mínima y su ajuste regional; define los sujetos pasivos de la tasa, los mecanismos de recaudo, fiscalización y control, y el procedimiento de reclamación.

RESOLUCIÓN 1433 DE 2004 PLAN DE SANEAMIENTO Y MANEJO DE VERTIMIENTOS (PSMV), SARAVENA ARAUCA.

Reglamento el artículo 12 del decreto 3100 de 2003 en lo concerniente a los planes de saneamiento y manejo de vertimientos.

Los planes de saneamiento y manejo de vertimientos son un instrumento de planificación dirigido a las personas prestadoras del servicio de alcantarillado y sus actividades complementarias, para que definan con un horizonte de 10 años sus programas, proyectos y actividades dirigidos a lograr objetivos y metas de calidad de los cuerpos de aguas receptores de los vertimientos de aguas residuales. Los objetivos y metas de calidad deben responder al ordenamiento del recurso hídrico que defina la respectiva Autoridad Ambiental.

Los PSMV deben ser presentados a la respectiva Autoridad Ambiental para su aprobación, y se constituirá en la meta individual de quien lo presenta.

Resolución 2145 del 23 de Diciembre de 2005, Por la cual se modifica parcialmente la Resolución 1433 de 2004 sobre Planes de Saneamiento y Manejo de Vertimientos, PSMV.



Resolución 200.41.10.0374 de Marzo 1 de 2010 " Por medio de la cual se establece el procedimiento para el cálculo de carga presuntiva de vertimientos puntuales, para centros poblados, plantas de sacrificio, piscicultores y estaciones de servicio en la jurisdicción de Corporinoquia".

Decreto 3930 del 25 de Octubre de 2010, Por el cual se reglamenta parcialmente el Título I de la Ley 9ª de 1979, así como el Capítulo II del Título VI -Parte III- Libro II del Decreto-ley 2811 de 1974 en cuanto a usos del agua y residuos líquidos y se dictan otras disposiciones.

Decreto 4728 del 23 de Diciembre de 2010. Por el cual se modifica parcialmente el Decreto 3930 de 2010.

Decreto 2667 del 21 de diciembre de 2012, Por la cual se reglamenta la tasa retributiva por la utilización directa e indirecta del agua como receptor de los vertimientos puntuales, y se toman otras determinaciones.

De otra parte, el marco normativo vigente relacionado con el manejo y tratamiento de aguas residuales, comprende la legislación expedida para regular el uso del agua, establecer el manejo de vertimientos, y definir los instrumentos económicos, administrativos e institucionales necesarios para la ejecución de las políticas

5. METODOLOGÍA

La realización del proyecto, Mejoramiento del sistema de tratamiento de aguas residuales área urbana municipio de Saravena departamento de Arauca se desarrolló a través de la ejecución de las siguientes actividades contempladas.

5.1 ACTIVIDAD 1. Diagnostico técnico de sistema de tratamiento de aguas residuales, determinando si los procesos aplicados cumplen con las especificaciones del RAS 2000.

Esta actividad consistió en la recolección de información primaria; que estuvo basada en los registros documentales existentes en el área operativa de la empresa operadora del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales, memorias descriptivas de la planta y otros aspectos del sistema, requerimientos exigidos por la corporación autónoma regional (CORPORINOQUIA), diseños de los trenes de lagunas y PSMV, lo que permita tomar la mejor decisión en los aspectos a evaluar, además se realizarán visitas de campo en la cual se inicia con el diagnóstico de cada uno de los componentes del sistema, medición de caudales, análisis físicos químicos y microbiológicos los cuales se desarrollaron para la metodología.

Iniciando en la descripción general del sistema, detallando las especificaciones técnicas de cada uno de sus componentes desde la estructura de entrada al sistema hasta el vertimiento final.

5.2 ACTIVIDAD 2. Identificar las dificultades de operación y mantenimiento del sistema, comenzando por el tratamiento preliminar, primario y secundario hasta el vertimiento en el cuerpo receptor.

Con base a la evaluación del sistema de tratamiento, se identificara si funciona adecuadamente, o si hay fallas estructurales dentro de las obras o en la operación, garantizando que cumpla con los requisitos, parámetros y normas técnicas establecidas para la evaluación de las unidades de tratamiento contenidas dentro de la RESOLUCION N° 1096 de 17 de Noviembre de 2000, "Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el



sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000”., de esta forma dar solución a los problemas presentes en esta actividad, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, eficiencia y calidad del STAR, en términos de caudal y población servida actual, del mismo modo la capacidad estimada a futuro de acuerdo a la población proyectada.

Además se evaluará si el sistema actual cumple con las normas ambientales de vertimientos o si se hace necesario hacer adecuaciones y construcción de obras complementarias.

Se contó con las herramientas básicas como cámara, decámetro, GPS, con el fin de obtener toda la información necesaria para la elaboración de planos y esquemas.

5.3 ACTIVIDAD 3. Cuantificar el porcentaje de remoción de carga contaminante, a través del monitoreo y análisis de los principales parámetros según el Decreto 1594 de 1984 que son el DBO5, DQO y SST, para evaluar su funcionamiento en términos de eficiencia.

Para el desarrollo de esta actividad se realizara tres monitoreos compuestos, teniendo en cuenta los tiempos de retención hidráulico de cada laguna, evaluando el afluente, salida de las 5 lagunas anaeróbicas que pertenecen a dos trenes, salidas de las dos primeras lagunas facultativas, salidas de las segundas lagunas facultativas y salida de la laguna de maduración, además se tomaran muestras al vertimiento y a la fuente receptora, para conformar muestras integradas.

Posteriormente se enviaran las muestras recolectadas para el laboratorio SIAMA LTDA, ubicado en la ciudad de Bucaramanga, el cual cuenta con certificación acreditada, a partir de los reportes se procederá a realizar el análisis comparativo con la normatividad, verificando el grado de cumplimiento y la incidencia sobre la fuente receptora.

Los parámetros que se analizaron son los siguientes: Demanda Química de Oxígeno (DQO), Demanda Biológica de Oxígeno (DBO), Sólidos



Suspendidos Totales (SST), Solidos Sedimentables (SS). Coliformes Fecales y Coliformes Fecales

5.4 ACTIVIDAD 4. Formular el mejoramiento del diseño, operación, mantenimiento y muestreo del sistema de tratamiento de agua residual-STAR que opera en el municipio de Saravena, para optimizar las unidades que lo conforman de acuerdo con la normatividad ambiental vigente.

Luego de la descripción, diagnóstico, evaluación e identificación, se formularán recomendaciones con el fin de lograr la optimización de cada una de las unidades evaluadas, teniendo en cuenta la normatividad aplicable y así proponer alternativas que busquen mejorar las condiciones de operación y mantenimiento del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales con el fin de cumplir con los objetivos del Plan de Manejo de Vertimientos y la Legislación Ambiental, mejorando la calidad del vertimiento y los recursos naturales que se pueden ver afectados por la contaminación del STAR.

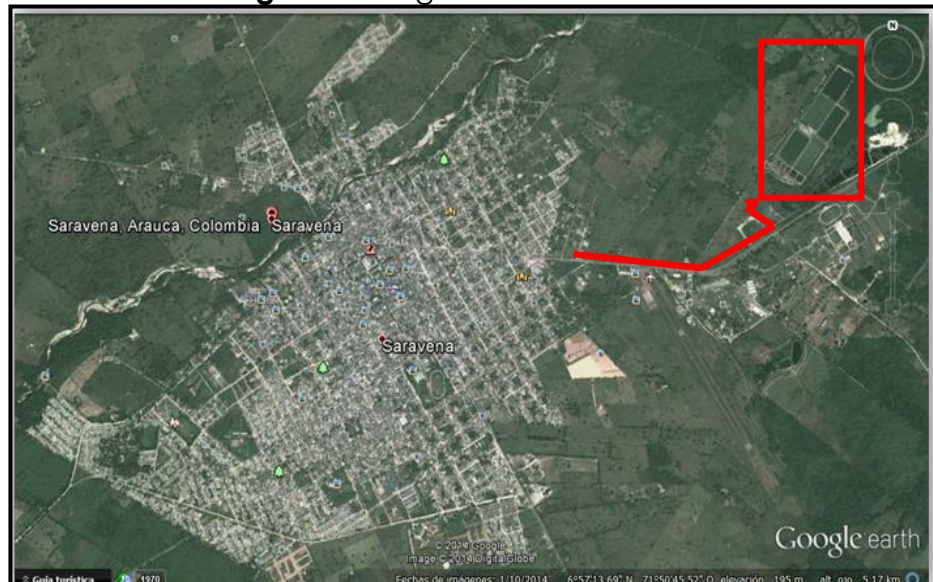
6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se presentan a continuación los resultados de las actividades planteadas, que parte de la descripción del sistema de tratamiento de aguas residuales, un diagnóstico general de todas las estructuras y cuando se encontraron problemas en el sistema se mejoraron las unidades en cuanto al cumplimiento de las exigencias reglamentarias (RAS 2000).

6.1 LOCALIZACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL MUNICIPIO DE SARAVERENA.

La implementación de cada una de las actividades tuvieron como área de estudio la del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales ubicada al oriente del casco urbano, en la vía que va hacia Arauca, a la altura del batallón, el aeropuerto y algunas veredas aledañas, ocupa un área de 37 hectáreas a la margen derecha de la Quebrada la Pava en el sentido del flujo, fuente receptora de las aguas tratadas en los sistema de tratamiento existentes, cuya localización geográfica se define entre las coordenadas: N 06°57'8.68"; W 71°51'23.7", (Ver Imagen Satelital 1).

Imagen 1. Imagen Satelital Ubicación



Fuente: Google Earth editado por Vera, J. 2015.

El sistema de tratamiento de aguas residuales del municipio de Saravena, fue proyectado en dos etapas servir a una población de 50.506 habitantes, la primera etapa del sistema se construyó en el año 1994 y la segunda en el año 2011.

6.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.

Consta de unidades de pretratamiento, tratamiento primario, secundario y tratamiento terciario, encaminadas a depurar por medios físicos las aguas residuales, al retirar del flujo los sólidos gruesos, sólidos sedimentables e inertes como arenas y sólidos en suspensión propios de aguas residuales, y mediante sistemas microbiológicos se logra la remoción de materia orgánica; a continuación se describen las unidades que conforman el sistema.

Tiene las siguientes unidades: Un canal de entrada con rejillas donde se retiene material sólido grueso, un desarenador con dos cámaras en donde se remueven partículas inorgánicas mediante sedimentación simple y luego una estructura de aforo (canaleta Parshall); posteriormente se realiza el tratamiento primario que consiste en cinco Lagunas anaerobias; cuyos efluentes son conducidas por un canal al sistema de tratamiento secundario que consiste en dos Lagunas facultativas en serie, dos por cada tren, realizando posteriormente el tratamiento final de desinfección mediante una sola laguna de Maduración, efluentes que finalmente son conducidos hacia la descarga en la fuente receptora; "Quebrada La Pava".

6.2.1 Canal de entrada.

El ingreso del agua residual a la planta se realiza por medio de un canal de en concreto de sección rectangular de 1,20 m de ancho por 2 m de alto, recubierto por laminas prefabricadas removibles del mismo material, tiene una pendiente longitudinal menor al 1% y una longitud de 11 m, canal que entrega el aguar residual cruda a la rejilla de cribado. (Ver fotografía 2)

Fotografía 2. Canal de entrada.



Fuente: Vera, J. 2015

6.2.2 Rejillas.

Para la retención de sobretamaños se hace a través de una rejilla metálica de limpieza manual que se encuentra inserta en el canal de entrada (Ver fotografía 3), con un ángulo de inclinación con respecto a la horizontal de 45° , con barras circulares con un coeficiente de forma (β) = 1,79; estructura que dispone en la parte superior de una plataforma metálica que permite el acceso del operador para la limpieza de la rejilla que tiene las dimensiones que se muestran en la tabla 11.

Fotografía 3. Rejillas.



Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 11. Dimensiones de la rejilla.

Separación entre barras	b	0,025	m
Ancho de barras	S	0.015	m
Número de barras	Nb	28	Unid
Número de espacios entre barras	NE	29	Unid
Inclinación de la rejilla	θ	45	°
Eficiencia	Ef	62,5	%

6.2.3 Desarenador.

Esta localizado en el sentido del flujo después de la rejilla, presenta dos cámaras de desarenado de flujo horizontal y sección transversal tipo trapezoidal, donde quedan retenidas las arenas y las partículas inertes más pesadas; se encuentra dotado por compuertas rectangulares para el control de caudal ubicadas a la entrada y salida; compuertas de hierro fundido deslizantes, accionando por volante y vástago, operados desde la torre de maniobra, dispuestas en la parte superficial de las unidades, los cuales no funcionan de manera adecuada por falta de mantenimiento, lo que significa que el flujo pasa de manera simultánea por las dos cámaras. (Ver fotografía 4).

Fotografía 4. Desarenador.



Fuente: Vera, J. 2015

6.2.4 Sistema de aforo.

Aguas abajo del desarenador, continua el flujo hasta el canal de aproximación de 23 m, dotado por un estructura con dos rejillas que pertenecían al tren antiguo y con los nuevos diseños del año 2011, estas rejillas quedaron después del desarenador lo cual no es lo más adecuado (ver fotografía 5), seguidamente el flujo converge en un medidor de flujo, denominado canaleta Parshall de $W = 1 \text{ pie} = 12''$, que permite aforar el agua residual que ingresa al sistema. La canaleta es de concreto reforzado tiene una reglilla para medición de caudales.

Fotografía 5. Rejillas antes de la Parshall.



Fuente: Vera, J. 2015

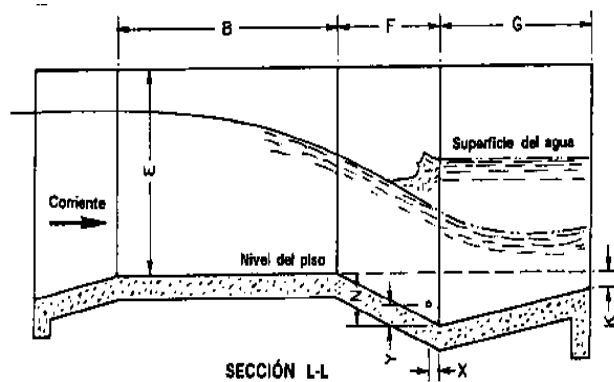
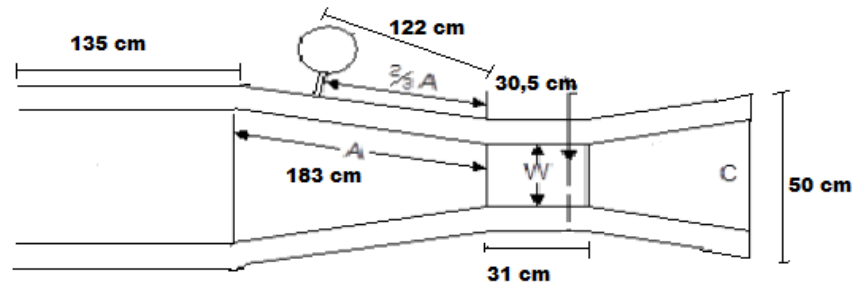
Fotografía 6. Canaleta Parshall.





Fuente: Vera, J. 2015

Dimensiones de la Parshall:



W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.2	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Fuente: (Azevedo & Alvarez, 1976)

6.2.5 Canal de aducción.

Las aguas residuales una vez salen de la Parshall, llegan al sistema primario por medio de un canal rectangular que distribuye el caudal de aguas residuales al sistema de lagunas, canal en concreto armado que en el primer tramo tiene 1,70 m de alto por 1,50 m de ancho y con una longitud de 70 m que distribuye el flujo de agua a tratar en el tren antiguo de lagunas, canal que esta interconectado a tres vertederos de control que descargan por medio de tres conductos de 24" de diámetro el afluente en cada una de las tres lagunas anaeróbicas; en el segundo tramo del canal es de 1,20 m de ancho por 1,15 m de altura, que distribuye el caudal mediante una flauta compuesta por dos tuberías de reparto que descargan en las dos lagunas anaerobias.

Fotografía 7. Canales de aducción para el primer tren.



Fotografía 8. Canal de distribución segundo tren.



Fuente: Vera, J. 2015

6.2.6 Sistema de lagunas tren antiguo.

Conformado por tres lagunas anaerobias en paralelo, que entrega sus flujos en dos facultativas también en serie y finalmente en una laguna de maduración al final del sistema en serie.

6.2.6.1 Lagunas anaerobias.

Las tres lagunas anaeróbicas están recubiertas por material impermeable compactado, con dimensiones que se muestran en la (tabla 12), son utilizadas para remover la mayor carga orgánica presente en las aguas residuales, cuyo caudal que es transportado por vertederos rectangulares de control que descargan el flujo en tuberías de entrada de $\theta=24$.

Fotografía 9. Lagunas anaerobias.



Fuente: Vera, J. 2015

6.2.6.2 Lagunas facultativas.

De las lagunas anaeróbicas el efluente sale a través de un vertedero de control similar al de la entrada hacia la primera laguna facultativa con las dimensiones que se muestran en la (tabla 12).

Fotografía 10. Laguna facultativa 2 tren antiguo.



Fuente: Vera, J. 2015

6.2.6.3 Laguna de Maduración.

La laguna de Maduración es rectangular tiene las dimensiones que se muestran en la tabla 12 tiene un mecanismo de interconexión similar al dispuesto entre lagunas facultativas permitiendo así regular el nivel del agua en ella.

Fotografía 11. Laguna de Maduración tren antiguo.



Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 12. Dimensiones de las lagunas tren antiguo.

TREN ANTIGUO									
TIPO DE LAGUNA	B (m)*	L* (m)	Pro f. (m) *	Área		V útil (m ³)	e=TRH (días)	TALUDES V:H	B.L.
				(m ²)	(Ha)				
Anaeróbica 1	22,5	45	4,0	1012,5	0,1013	4050	5,2	01:02	0,6
Anaeróbica2	22,5	45	4,0	1012,5	0,1013	4050	5,2	01:02	0,6
Anaeróbica 3	22,5	45	4,0	1012,5	0,1013	4050	5,2	01:02	0,6
Facultativa 1	113,3	226,5	2,0	25662,5	2,5662	51325	21,9	01:03	0,6
Facultativa 2	113,3	226,5	2,0	25662,5	2,5662	51325	21,9	01:03	0,6
Maduración	113,6	225,5	1,5	25616,8	2,5617	38425	16,4	01:03	0,6

Fuente: Vera, J. 2015 * Medidas de campo

6.2.7 Sistema de lagunas tren nuevo.

Este sistema de tratamiento consta de unidades primarias conformadas por dos lagunas anaerobias en paralelo y el tratamiento secundario compuesto por dos lagunas facultativas en serie, cuyo caudal efluente se dispone junto con al vertimiento del tren antiguo de lagunas.

6.2.7.1 Lagunas anaerobias.

Cada una de estas dos lagunas cuenta con una estructura de reparto de caudal a tratar, que es distribuido mediante una flauta compuesta por seis tuberías $\theta = 6''$ de reparto que descargan el flujo en seis (6) puntos de estas lagunas recubiertas por geomembrana de PVC, las dimensiones se muestran en la tabla No 13.

Fotografía 12. Lagunas anaerobias tren nuevo 1 y 2.



Fuente: Vera, J. 2015

6.2.7.2 Lagunas Facultativas.

Esta etapa consta de dos lagunas en serie recubiertas por geo membrana de PVC, con dimensiones que se muestran en la tabla 14, con el mismo mecanismo de reparto de caudal que distribuye el flujo mediante una flauta.

Fotografía 13. Laguna facultativa No 1.



Fuente: Vera, J. 2015

Fotografía 14. Laguna facultativa 2.



Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 13. Dimensiones de las lagunas del tren nuevo.

TREN NUEVO									
TIPO LAGUNA	L (m)*	B (m)*	Prof. (m)*	Área		V útil (m ³)	θ=TRH (días)	TALUDES (m)	BORDE LIBRE
				(m ²)	(Ha)				
Anaeróbica 1	31,8	31,9	4,0	1014,42	0,10144	4057,7	4,5	2	1,99
Anaeróbica 2	31,8	31,9	4,0	1014,42	0,10144	4057,7	4,5	2	1,99
Facultativa 1	230	76,5	2,0	17556,8	1,75568	35114	19,6	3	1,99
Facultativa 2	230	76,5	2,0	17556,8	1,75568	35114	19,6	3	1,99

Fuente: Vera, J. 2015

6.2.8 Vertimiento.

El vertimiento se encuentra a una distancia de 50 m del sistema de tratamiento y la conducción del agua es realizada a través de un canal circular de concreto de 24" de diámetro, que llega hacia una caja donde están conectados dos tubos de 10" de diámetro c/u en PVC con 4 m de longitud proyectados hacia la fuente receptora, a fin de eliminar el riesgo por erosión regresiva.

Fotografía 15. Vertimiento.



Fuente: Vera, J. 2015

Analizando las características anteriores y a través de visitas realizadas al área de estudio se pudo observar algunas dificultades en la operación, aunque el mantenimiento es periódico a cada uno de sus componentes, diariamente son removidos manualmente los sólidos retenidos en las rejillas con la ayuda de elemento de limpieza como rastrillo de hierro y palas, evitando la obstrucción del canal que conduce las aguas servidas a la estructura de aforo, se observó que la calidad de la limpieza no es la más óptima, cuando el operario realiza limpieza del desarenador y de otras estructuras no las dispone de manera adecuada.

6.3 DIFICULTADES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA.

En la identificación de los problemas operativos presentes en el sistema de Tratamiento se hizo mediante observación en campo con ayuda de algunos materiales y herramientas básicas como el decámetro una cámara digital y un GPS con la intención de tener medidas reales.

Figura 5. Decemetro y camara digital.



Fuente: Vera, J. 2015

- ✓ Después de realizar la descripción general de sistema se comprobó que en temporadas de lluvia el caudal aumenta de manera considerable, y el sistema no cuenta con vertedero de exceso para evitar que el flujo adicional rebose los canales y provoque contaminación en sus área aferente, aparte de los problemas operativos que esos sobre caudales causan en las eficiencias de la lagunas, al disminuir los tiempos de retención.
- ✓ Se presentan problemas operativos con la rejilla, con la cantidad de residuos sólidos retenidos y con la recolección que están causando proliferación de insectos y malos olores.
- ✓ La limpieza del desarenador no se realiza de manera adecuada, pues esta cuenta con compuertas que no opera por falta de mantenimiento, es decir no se puede aislar una de las cámaras de desarenado para realizar el respectivo mantenimiento
- ✓ La canaleta Parshall tiene mal ubicado el piezómetro Ha lo que no permite realizar medidas exactas del caudal a tratar.

- ✓ El sistema no cuenta con laboratorio propio para los análisis respectivos que exige la corporación autónoma, por tal motivo hay que enviar las muestras al laboratorio ubicado en Bucaramanga (SIAMA LTADA).

6.4 PROGRAMA DE MONITOREO

Se realizó un programas de monitoreo y seguimiento con el fin de conocer el funcionamiento de cada uno de las lagunas, y poder cuantificar las eficiencias y determinando los porcentajes de remoción en los dos sistemas, verificando si el vertimiento final está cumpliendo con lo estipulado en el decreto 1594 de 1984 y el reglamento técnico de Agua potable y saneamiento Básico (RAS), los cuales condicionan los límites en cuanto al contenido de sustancias de interés sanitario y ambiental.

Se realizaron tres muestreos, comprendidos entre el 16 de octubre hasta el 26 de noviembre del 2014. Se definieron 15 estaciones de muestreo, así: en el agua residual cruda, en los efluentes de las lagunas, en el vertimiento final y cuerpo receptor. Se determinaron las variables: DQO, DBO5, sólidos suspendidos totales, solidos sedimentables y caudal la entrada de cada laguna anaerobia.

De esta manera se comprobó el comportamiento del sistema de tratamiento para tomar medidas correctivas en caso de ser necesario.

Basados en el diagnóstico del STAR se plantearon acciones y recomendaciones para evitar efectos adversos causados al ambiente.

Posteriormente, se procedió con los muestreos de campo fisicoquímicos y microbiológicos, para el trabajo de laboratorio la ECAAAS patrocino el monitoreo, se enviaron muestras durante todas las semanas, muestras que fueron analizadas por SIAMA LTDA. Como se mencionó anteriormente se realizaron 3 muestreos generales, y se ubicaron 15 estaciones de muestreo: entrada al sistema (afluente), salida de la lagunas anaeróbicas (A1), (A2),

(A3), (A4) y (A5), salida de la lagunas facultativas del sistema antiguo (1, 2), y salida de laguna facultativa del sistema nuevo (1, 2), salida de laguna de maduración (Maduración), salida total del sistema (Vertimiento), además a 200 m aguas arriba (Aguas arriba) del vertimiento y 500 m aguas abajo (Aguas abajo), y 1000m mas debajo del vertimiento (Aguas más abajo).

Los aforos para determinar el caudal se efectuó simultáneamente con la toma de muestras.

Se tomaron muestras compuestas para el análisis de las variables: DQO, DBO5, sólidos suspendidos totales (SST) y los parámetros microbiológicos, coliformes totales y coliformes fecales para todos los puntos.

Tabla 14. Ubicación y coordenadas de los puntos de monitoreo.

ESATACIÓN	NOMBRE	UBICACIÓN	
		Latitud	Longitud
AFLUENTE	Afluente	6°57'46.13"N	71°51'6.91"O
A1	Lagunas anaerobia 1	6°57'47.47"N	71°51'5.20"O
A2	Lagunas anaerobia 2	6°57'46.79"N	71°51'4.28"O
A3	Lagunas anaerobia 3	6°57'46.15"N	71°51'3.35"O
A4	Lagunas anaerobia 4	6°57'45.18"N	71°51'2.07"O
A5	Lagunas anaerobia 5	6°57'44.21"N	71°51'0.76"O
F1, STAR 1	Laguna facultativa 1	6°57'52.98"N	71°50'59.73"O
F1, STAR 2	Laguna facultativa 1	6°57'52.19"N	71°50'56.91"O
F2, STAR 1	Laguna facultativa 2	6°58'0.72"N	71°50'53.57"O
F2, STAR 2	Laguna facultativa 2	6°57'58.72"N	71°50'51.22"O
M	Laguna de Maduración	6°58'6.87"N	71°50'49.13"O
Vertimiento	Vertimiento del STAR	6°58'10.01"N	71°50'46.79"O
Aguas arriba	200 m Aguas arriba	6°58'10.17"N	71°50'48.80"O
Aguas abajo	500 m Aguas abajo	6°58'9.34"N	71°50'45.30"O
Aguas más abajo	1000 m Aguas abajo	6°58'21.52"N	71°50'20.03"O

Fuente: Vera, J. 2015.

Imagen 2. Ubicación geográfica de los puntos de monitoreo.



Fuente: Google Earth editado por Vera, J. 2014.

6.4.1 Toma de muestras en los diferentes puntos.

Se tomó la muestra en el afluente y simultáneamente se midió caudal, en la Parshall, midiendo manualmente la lámina de agua en el sitio correcto y por ende la medida exacta

Fotografía 16. **Toma de muestra en afluente y medición de caudal.**



Fuente: Vera, J. 2014

Se tomaron muestras a la salida de las lagunas en los puntos ya mencionados como se muestra a continuación. (Ver fotografías17).

Fotografía 17. Toma de muestras en los diferentes puntos.



Fuente: Vera, J. 2014

Se recolectaban 3 litros en cada punto en botellas plásticas (Ver fotografía 18), se rotularon con el nombre de cada punto, se almacenaron refrigeradas en neveras de icopor y se enviaron a Bucaramanga hacia el laboratorio SIAMA LTDA, (Ver anexos).

Fotografía 18. Muestras Efluentes de Lagunas anaeróbicas sistema antiguo (3) y sistema nuevo (2).



Fuente: Vera, J. 2014

Fotografía 19. Muestras Efluentes lagunas facultativas sistema antiguo y sistema nuevo.



Fuente: Vera, J. 2014

Fotografía 20. Muestra de laguna de maduración.



Fuente: Vera, J. 2014

6.4.2 Caudales de entrada a cada laguna anaerobia.

Se hallaron los caudales de entrada a las lagunas anaeróbicas de cada tren, teniendo en cuenta el caudal de entrada medido en la Parshall, estos se hallaron con un molinete de marca (GLOBAL WATER 800- 876-1172), modelo FP 10, el cual permite medir la velocidad del agua, está compuesto por un sensor de desplazamiento positivo, con un mango de ampliable que termina en una pantalla de lectura digital. El medidor de flujo de agua incorpora cierto promedio de velocidad para que la medición sea más precisa.

Imagen 3. Molinete GLOBAL WATER.



Fuente: Vera, J. 2014

Para cuantificar los caudales de entrada a cada laguna se midió inicialmente el caudal en la Parshall en el punto corregido para determinar el caudal total luego aguas abajo se realizó medidas en el canal de distribución de flujo de las lagunas después de cada salida de caudal y por diferencia se obtuvo el de cada laguna.

Fotografía 21. Medición de caudal.



Fuente: Vera, J. 2015

6.4.2.1 Resultados de caudales.

Resultado de velocidades en el canal de aproximación.

Las velocidades medias mostradas en la tabla 15, fueron tomadas en el canal de aducción despues de la entrada del flujo a la primera laguna anaerobia la cual corresponde al tren antiguo.

Tabla 15. Velocidades Medias despues de la primera laguna anaerobia.

V1=	0,08	m/s
V2=	0,14	m/s
V3=	0,15	m/s
V4=	0,09	m/s
V media)=	0,115	m/s
B Canal	1	m
H Lámina de agua	0,337	m
H canal	2	m
Área Útil=	0,337	m ²
Q₂=	38,755	(L/s)

Fuente: Vera, J. 2015

La tabla 16 muestra las velocidades y por ende el caudal que transporta el canal de aducción después de que entra el flujo en la segunda laguna anaeróbica correspondiente al tren antiguo.

Tabla 16. Velocidades Medias tomadas despues de la segunda laguna anaerobia.

V1=	0,07	m/s
V2=	0,12	m/s
V3=	0,11	m/s
V4=	0,06	m/s
V media)=	0,0900	m/s
B Canal	1	m
H Lámina de agua	0,33	m
H canal	2	m
Área Útil=	0,33	m ²
Q3=	29,7	(L/s)

Fuente: Vera, J. 2015

La tabla siguiente muestra 5 velocidades que indican que el canal de aducción para el segundo tren de lagunas (tren nuevo) es más ancho, el caudal se calcula después de la entrada del flujo a la tercera laguna anaerobio que corresponde al tren antiguo.

Tabla 17. Velocidades Medias tomadas despues de la tercera laguna anaerobia.

V1=	0,05	m/s
V2=	0,06	m/s
V3=	0,09	m/s
V4=	0,07	m/s
V5=	0,04	m/s
V media)=	0,062	m/s
B Canal	1,2	m
H Lámina de agua	0,278	m
H canal	2	m
Área Útil=	0,3336	m ²
Q4=	20,6832	(L/s)

Fuente: Vera, J. 2015

Los cálculos en la tabla 18 muestran las velocidades que se tomaron en el tramo entre la lagunas anaerobia 1 y 2 del tren nuevo, despues de que el

flujo haya entrado a la primera laguna el caudal restante corresponde al caudal que entra a la laguna 2.

Tabla 18. Velocidades Medias tomadas despues de la primera laguna anaerobia.

V1=	0,02	m/s
V2=	0,04	m/s
V3=	0,04	m/s
V4=	0,03	m/s
V5=	0,03	m/s
V media)=	0,032	m/s
B Canal	1,2	m
H Lámina de agua	0,269	m
H canal	2	m
Area Útil=	0,3228	m ²
Q5=	10,3296	(L/s)

Fuente: Vera, J. 2015

Con el caudal total y con el caudal que se halló en cada tramo se halla el caudal de entrada para cada laguna.

Tabla 19. Tabla de resultados de los caudales de entrada.

Q T (L/s)	47,806	0,047806	m³/s
Q ₁ (L/s) = Laguna anaerobia 1	9,051	0,009051	m ³ /s
Q ₂ (L/s) = Laguna anaerobia 2	9,055	0,009055	m ³ /s
Q ₃ (L/s) = Laguna anaerobia 3	9,017	0,009017	m ³ /s
Q ₄ (L/s) = Laguna anaerobia 1	10,3536	0,0103536	m ³ /s
Q ₅ (L/s) =Laguna anaerobia 2	10,3296	0,0103296	m ³ /s

Fuente: Vera, J. 2015

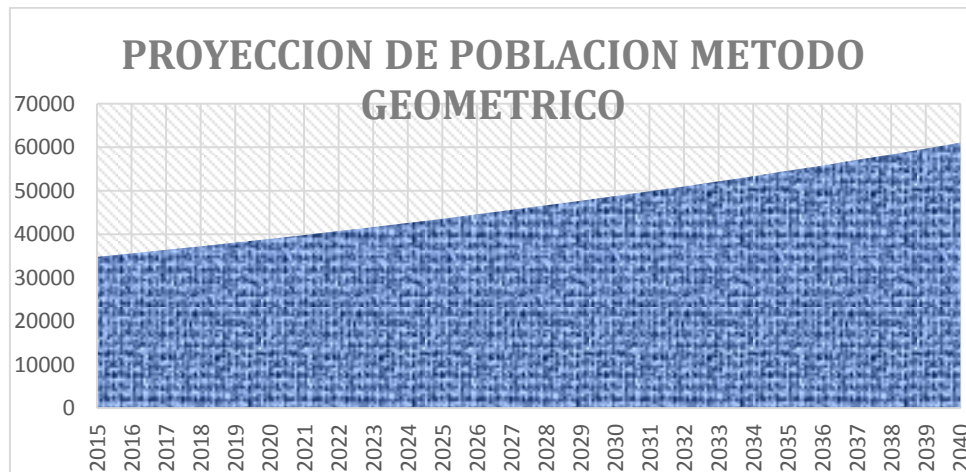
6.4.3 Proyección de población para el municipio de Saravena.

Es el cálculo que refiere el crecimiento aproximado de la población para un año futuro, por tanto es importante tener presente la proyección de población

del Municipio de Saravena con el fin de configurar el comportamiento futuro de la población y así tener un punto de vista respecto a las características de diseño que habrá de cumplir el sistema de tratamiento de aguas residuales, y la demanda de agua residual a tratar en el Municipio.

Los métodos utilizados para su cálculo fueron Aritmético, Geométrico y Exponencial, para un periodo de 25 años. A nivel del proyecto se empleó el modelo Geométrico por permitir un mayor ajuste al comportamiento de la población respecto al tiempo.

Grafico 1. Comportamiento de la estimación de proyección de población.



Fuente: Vera, J. 2015

A través del Departamento Administrativo Nacional de Estadística y en el Plan de Desarrollo del Municipio de Saravena se adquiere la información de los censos de población para los años 1985, 1993 y 2008 como se muestra en la tabla.

Tabla 20. Censos de Población Monterrey Casanare.

AÑO	POBLACIÓN
1993	18.995
2005	28.811
2008	29.703

Fuente: DANE.

En la tabla 18 se percibe el crecimiento de la población por medio de los diferentes métodos hasta el año 2040, año para el cual fue proyectado (25 años) a partir del año 2015, y se proyecta el caudal para año 2040.

Tabla 21. Proyección de Población del municipio de Monterrey a 25 años.

AÑO	METODO			PROMEDIO DE POBLACIÓN
	ARITMÉTICO	GEOMÉTRICO	EXPONENCIAL	
2015	36991	34772	36059	35940,71
2016	37809	35564	36877	36749,91
2017	38627	36373	37714	37571,44
2018	39445	37201	38570	38405,46
2019	40263	38048	39445	39252,09
2020	41081	38914	40340	40111,81
2021	41899	39800	41256	40985,10
2022	42717	40706	42192	41871,79
2023	43535	41633	43149	42772,35
2024	44353	42581	44129	43687,61
2025	45171	43550	45130	44617,06
2026	45989	44542	46154	45561,53
2027	46807	45556	47202	46521,53
2028	47625	46593	48273	47496,89
2029	48443	47653	49368	48488,11
2030	49261	48738	50489	49496,06
2031	50079	49848	51634	50520,23
2032	50897	50982	52806	51561,82
2033	51715	52143	54005	52621,03
2034	52533	53330	55230	53697,71
2035	53351	54544	56483	54792,73
2036	54169	55786	57765	55906,63
2037	54987	57056	59076	57039,62
2038	55805	58355	60417	58192,24
2039	56623	59683	61788	59364,72
2040	57441	61042	63190	60557,62

Fuente: Vera, J. 2015

Para determinar la población flotante del Municipio para el año proyectado (2040), se asumió una población flotante del orden de 10 % el

cual corresponde a 6056 habitantes adicionales que tendría Municipio de Saravena de manera temporal debido a diferentes actividades, es decir, que la población total en el área urbana del Municipio sería de 66.614 habitantes, lo que determina un nivel de complejidad alto.

Tabla 22. Caudal de diseño requerido en la actualidad y proyectado.

Año	2040	2015
Población	60557,62	34772,13
Población Flotante (10%)	6055,76	3477,21
Población Total	66613,38	38249,35
Dotación NVC = MA	150	135
Coef. Retorno	0,8	0,8
Q_{diseño} (L/hab-día)	7993605,84	4130929,273
Q_{diseño} (L/s)	92,5	47,812
Q_{diseño} (m3/s)	0,0925	0,048

Fuente: Vera, J. 2015

6.4.3.1 Caudal de diseño Proyectado.

Se determina por medio de la siguiente formula:

$$Q_{diseño} = Poblacion\ Total_{proy} * Dotacion\ Neta * Coef\ retorno$$

La dotación neta corresponde al agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, este referencia es tomada de la Resolución No. 2320 de Noviembre 27 de 2009 "Por la cual se modifica parcialmente la Resolución No. 1096 de 2000 que adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico — RAS 200 que establece los nuevos criterios y parámetros básicos de diseño para sistemas de acueducto y alcantarillado en cuanto a la dotación, con el fin de evitar pérdidas técnicas. Para adelantos del proyecto se elige una dotación equivalente a 150 L/hab- día.

Tabla 23. Dotación según el Nivel de Complejidad.

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta máxima para poblaciones con Clima Frio o Templado (L/hab·día)	Dotación neta máxima para poblaciones con Clima Cálido (L/hab·día)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente: Resolución 2320 del 2009.

El coeficiente de retorno se elige de la Tabla D.3.1., del título D del RAS 2000 de acuerdo al nivel de complejidad que corresponde a 0,8.

Por consiguiente el caudal de diseño es el siguiente:

$$Q_{diseño} = \frac{66.614 * 150 * 0,8}{86400} = 92,52 \frac{L}{s}$$

Tabla 24. Tabla de población proyectada y caudal proyectado.

AÑO	PROMEDIO DE POBLACIÓN	POBLACION FLOTANTE	Población Total	Qdiseño (L/hab-dia)	Qdiseño (L/s)	Qdiseño (m3/s)
2015	35940,71	3594,07	39534,78	4744173,8	54,909	0,055
2016	36749,91	3674,99	40424,90	4850987,66	56,146	0,056
2017	37571,44	3757,14	41328,59	4959430,41	57,401	0,057
2018	38405,46	3840,55	42246,00	5069520,12	58,675	0,059
2019	39252,09	3925,21	43177,29	5181275,24	59,968	0,060
2020	40111,81	4011,18	44122,99	5294758,66	61,282	0,061
2021	40985,10	4098,51	45083,61	5410033,68	62,616	0,063
2022	41871,79	4187,18	46058,97	5527076,06	63,971	0,064
2023	42772,35	4277,23	47049,58	5645950	65,347	0,065
2024	43687,61	4368,76	48056,37	5766764,15	66,745	0,067
2025	44617,06	4461,71	49078,76	5889451,66	68,165	0,068
2026	45561,53	4556,15	50117,68	6014122,13	69,608	0,070
2027	46521,53	4652,15	51173,68	6140841,66	71,075	0,071
2028	47496,89	4749,69	52246,57	6269588,86	72,565	0,073
2029	48488,11	4848,81	53336,92	6400430,86	74,079	0,074
2030	49496,06	4949,61	54445,66	6533479,31	75,619	0,076
2031	50520,23	5052,02	55572,25	6668670,38	77,184	0,077
2032	51561,82	5156,18	56718,01	6806160,81	78,775	0,079
2033	52621,03	5262,10	57883,13	6945975,92	80,393	0,080
2034	53697,71	5369,77	59067,48	7088097,57	82,038	0,082
2035	54792,73	5479,27	60272,00	7232640,22	83,711	0,084
2036	55906,63	5590,66	61497,29	7379674,95	85,413	0,085
2037	57039,62	5703,96	62743,58	7529229,44	87,144	0,087
2038	58192,24	5819,22	64011,47	7681376	88,905	0,089
2039	59364,72	5936,47	65301,20	7836143,6	90,696	0,091
2040	60557,62	6055,76	66613,38	7993605,85	92,519	0,093

Fuente: Vera, J. 2015

6.4.4 Evaluación del sistema de tratamiento de aguas residuales del municipio de Saravena.

Esta evaluación se llevó a cabo con la medición de caudal, proyección de la población según estipulaciones del RAS 2000, evaluando la capacidad máxima real la eficiencia y los criterios de operación de cada una de las

estructuras que componen el sistema de tratamiento de agua residual del Municipio de Saravena.

Se determinó en la estructura de aforo existente de La planta de tratamiento un caudal de 47,8 L/s, tomados en la Parshall y a partir de ahí se evalúa el sistema según su eficiencia.

Con los datos recopilados en campo se dio inicio a la verificación del diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales domesticas respecto al RAS 2000. A continuación se evalúa cada unidad que la compone.

6.4.4.1 Rejilla.

Una vez realizado el diagnóstico se evidenció que las velocidades de aproximación al canal y las velocidades del caudal en las rejillas no cumplen con lo establecido en el reglamento técnico del sector agua potable y saneamiento básico, RAS 2000, para el caudal actual ni para el proyectado como se muestra en la tablas 23 y 24, que especifica que debe encontrarse entre 0,3 – 0,6 m/s.

Tabla 25. Datos actuales de campo.

REJILLA	Hc1 (m)	0,40
	Bcanal(m)	1,20
	Lr(m)	2,20
	Br(m)	1,40
	Nvarillas	28
	Nespacios	29
	Espesor del barrote cm (s)=1"	1,27
	Espacio entre barras(b) cm	3,00

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 26. Evaluación de rejilla con caudal actual.

REJILLA Qd ACTUAL			
Q (L/s) =	0,0478		
n =	0,013		
S (%) =	0,001124		
Hc la rejilla(m)	0,40		
Br (cm)	1,2		
Área total rejilla (m ²)	0,48		
Eficiencia (cm)	0,70		

Aefectiva (m ²)	0,35		
Acanal (m ²)	0,40		
Vrejillas (m/s)	0,137375502		
Bc (m)	1,20		
Vaproximacion (m/s)	0,10		
Angulo rejilla (θ)	45		
β	1,79		
K(cm)	0,403		
Hf (cm)	0,00039		
Hf (m)	0,000003881		
Largo_r (m)	2,200	220,0	cm
Hc despues rejilla 1(m)	0,4000	40,0	cm

Fuente: Vera, J. 2015

La rejilla principal presenta velocidades de aproximación y entre las rejas por debajo de lo normado por el RAS 2000, lo que viene creando problemas operativos.

Veamos el comportamiento para caudales proyectados:

Tabla 27. Evaluación de rejilla con caudal proyectado.

REJILLA Qd Proyectado			
Q (L/s) =	0,0925		
n =	0,013		
S (%) =	0,001124		
Hc la rejilla(m)	0,40		
Br (cm)	1,2		
Area total_rejilla (m ²)	0,48		
Eficiencia (cm)	0,70		
Aefectiva (m ²)	0,35		
Acanal (m ²)	0,40		
Vrejillas (m/s)	0,265804598		
Bc (m)	1,20		
Vaproximacion (m/s)	0,19		
Angulo rejilla (θ)	45		
β	1,79		
K(cm)	0,403		
Hf (cm)	0,00145		
Hf (m)	0,000014530		
Largo_r (m)	2,200	220,0	cm
Hc despues rejilla 1(m)	0,4000	40,0	cm

Fuente: Vera, J. 2015

Teniendo en cuenta las dificultades presentadas, se propone aumentar el número de varillas y reducir el espacio entre ellas para que se ajusten a norma técnica, como se muestra en las siguientes tablas 25 y 26.

Tabla 28. Datos de campo con datos propuestos.

REJILLA	Hc1 (m)	0,40
	Bcanal(m)	1,20
	Lr(m)	2,20
	Br(m)	1,40
	Nvarillas	48
	Npacios	49
	Espesor del barrote cm (s) = 1"	1,27
	Espacio entre barras(b) cm	1,20

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 29. Rejilla propuesta con caudal actual.

REJILLA PROPUESTA CON Qd ACTUAL			
Q (L/s) =	0,0478		
n =	0,013		
S (%) =	0,001124		
Hc la rejilla(m)	0,40		
Br (cm)	1,2		
Área total rejilla (m ²)	0,48		
Eficiencia (cm)	0,49		
Aefectiva (m ²)	0,24		
Acanal (m ²)	0,40		
Vrejillas (m/s)	0,203259671		
Bc (m)	1,20		
Vaproximacion (m/s)	0,10		
Angulo rejilla (θ)	45		
β	1,79		
K(cm)	1,365		
Hf (cm)	0,00287		
Hf (m)	0,000028740		
Largo_r (m)	2,200	220,0	cm
Hc después rejilla 1(m)	0,4000	40,0	cm

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 30. Rejilla propuesta con caudal proyectado.

REJILLA REDISEÑADA Qd PROYECTADO			
Q (L/s) =	0,0925		
n =	0,013		
S (%) =	0,001124		
Hc la rejilla(m)	0,40		

Br (cm)	1,2		
Area total rejilla (m ²)	0,48		
Eficiencia (cm)	0,49		
Aefectiva (m ²)	0,24		
Acanal (m ²)	0,40		
Vrejillas (m/s)	0,393282313		
Bc (m)	1,20		
Vaproximacion (m/s)	0,19		
Angulo rejilla (θ)	45		
β	1,79		
K(cm)	1,365		
Hf (cm)	0,01076		
Hf (m)	0,000107596		
Largo_r (m)	2,200	220,0	cm
Hc despues rejilla 1(m)	0,3999	40,0	cm

Fuente: Vera, J. 2015

Se observa que la velocidad de aproximación mejora a un valor aceptable donde no habrá sedimentación, pero es imposible modificar la pendiente del canal para aumentarla un poco más la velocidad, ya que esto afectaría los niveles de todo el sistema. Pero si se observa que la Velocidad entre rejas se ajustó a lo normado.

6.4.4.2 Desarenador.

El desarenador tiene dos cámaras de desarenado de flujo horizontal y sección transversal tipo trapezoidal, donde quedan retenidas las arenas y las partículas inertes más pesadas donde caen después de estar sometidas a l proceso de decantación

Tabla 31. Evaluación del desarenador con caudal actual.

DATOS REALES	
Q(m ³ /s)	0,0478
d = diámetro a la partícula (cm)	0,0041
T°C (temperatura región)	26
Gravedad especifica (ρ)partícula	2,65
Densidad (ρ) _{agua} (gr/cm ³)	0,983
Viscosidad cinem (μ) fluido (m ² /s)	0,876x10 ⁻⁶
Viscosidad cinem (μ) fluido (cm ² /s)	0,008
T°C agua residual	29,9
Gravedad (g) (cm/s ²)	981
Asumo %Remoción	80
V Sedimentación(cm/s)	0,189

Dimensiones del desarenador	
Bc útil(m)	1,2
Hútil desarenador (m)	0,5
Htotal desarenador (m)	2,17
Aútil (m ²)	0,6
Lc(m)	10,46
Volumen útil (m ³) de c/camara	6,276
Volumen útil (m ³) total	12,552
TRH (seg)	262,6
TRH (min)	4,4

Fuente: Vera, J. 2015

Para las condiciones actuales se determinó que el desarenador tiene un tiempo de decantación de 4.4 min un poco mayor a lo exigido por el RAS 2000 (3 min) lo que indica que puede remover en condiciones reales partículas hasta de 0,0041 cm lo que hace de esta unidad una estructura muy eficiente > 80%, que solo requiere mantenimiento mecánico preventivo en las compuertas de entrada y salida.

Tabla 32. Evaluación del desarenador con caudal proyectado.

DATOS REALES	
Q(m ³ /s)	0,0925
d = diámetro a la partícula (cm)	0,0057
T°C (temperatura región)	26
Gravedad específica (ρ)particula	2,65
Densidad (ρ) _{agua} (gr/cm ³)	0,983
Viscosidad cinem (μ) fluido (m ² /s)	0,876x10 ⁻⁶
Viscosidad cinem (μ) fluido (cm ² /s)	0,008
T°C agua residual	29,9
Gravedad (g) (cm/s ²)	981
Asumo %Remoción	80
V sedimentación(cm/s)	0,365
Dimensiones del desarenador	
Bc útil(m)	1,2
H útil desarenador (m)	0,5
H total desarenador (m)	2,17
A útil (m ²)	0,6
Lc(m)	10,46
Volumen útil (m ³) de c/cámara	6,276
Volumen útil (m ³) total	12,552
TRH (seg)	135,7
TRH (min)	2,3

Fuente: Vera, J. 2015

Para el caudal proyectado de 92.51 l/s se determinó que el desarenador tendría un tiempo de decantación de 2.3 min que estaría en el rango exigido por el RAS 2000 (20 segundos a 3 min) lo que indica que puede remover en condiciones reales partículas hasta de 0,0057 cm lo que hace de esta unidad aun siga trabajando una eficiencia buena > 80%.

6.4.4.3 Canaleta Parshall.

Se comprobó que esta estructura se encuentra en condiciones óptimas de diseño, pero cuando se hacen las mediciones respectivas se evidencia que el piezómetro no se encuentra ubicado a $\frac{2}{3}$ de A, así que para desarrollo del proyecto se modifica la ubicación de este, para tener caudales reales.

Tabla 33. Evaluación de Parshall con el caudal actual.

Q (L/s) =	47,8	Q _{mín} = 3,11 l/s - Q _{máx} = 455,6 l/s OK	
W (pulgadas)	12	0,3048	
n	1,522		
K	0,69	metros	
Long. Paredes sección convergente	(A):	1,372	
Long. Sección convergente	(B):	1,344	
Ancho de la Salida	(C):	0,61	
Ancho entrada sección convergente	(D):	0,845	
Profundidad Total	(E) :	0,915	
longitud de la Garganta	(F):	0,61	
Ancho entrada sección divergente	(G):	0,915	
Long. Paredes sección divergente	(K'):	0,076	
Dif. De elevación entre salida y cresta	(N):	0,229	

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 34. Evaluación de Parshall con caudal proyectado.

Q (L/s) =	92,51	(Q_{mín} = 3,11 l/s - Q_{máx} = 455,6 l/s) OK	
W (pulgadas)	12	0,3048	
n	1,522		
K	0,69	metros	
Long. paredes sección convergente	(A):	1,372	
Long. Sección convergente	(B):	1,344	

Ancho de la Salida	(C):	0,61
Ancho entrada sección convergente	(D):	0,845
Profundidad Total	(E) :	0,915
longitud de la Garganta	(F):	0,61
Ancho entrada sección divergente	(G):	0,915
Long. paredes sección divergente	(K'):	0,076
Dif. de elevación entre salida y cresta	(N):	0,229

Fuente: Vera, J. 2015

Según la ecuación de la Parshall tiene una capacidad hasta de 455,6 L/s, por ende no se realiza ninguna otra modificación, indicando que puede realizar mediciones incluso hasta el caudal proyectado.

6.5. Cuantificar los porcentajes de remoción de cargas y evaluación de eficiencias

Como se mencionó anteriormente se realizó el monitoreo tomando muestras en el afluente, y efluentes de cada laguna, realizando muestras compuestas y de los reportes de los análisis de laboratorio se obtienen los siguientes resultados.

6.5.1 Resultados de análisis de laboratorio.

Tabla 35. Resultados promedios de los análisis en el afluente del sistema.

VARIABLE	UNIDADES	AFLUENTE
DQO	mg O ₂ /L	675,67
DBO5	mg O ₂ /L	455,33
SOLIDOS SEDIMENTABLES	ml/L	1,33
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	mg/L	192,33
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	823333,33
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	69600,00

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 36. Resultados promedios de los análisis de pruebas de los efluentes de las lagunas anaeróbicas.

VARIABLE	UNIDADES	SISTEMA ANTIGUO EFLUENTES			SISTEMA NUEVO EFLUENTES	
		LAGUNA ANAEROBIA 1	LAGUNA ANAEROBIA 2	LAGUNA ANAEROBIA 3	LAGUNA ANAEROBIA 4	LAGUNA ANAEROBIA 5
DQO	mg O ₂ /L	168,67	211,33	238,33	230,00	234,00
DBO5	mg O ₂ /L	109,27	153,67	195,33	139,33	134,62
SOLIDOS SEDIMENTABLES	ml/L	109,27	0,53	4,07	0,40	0,57
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	mg/L	0,37	139,00	143,80	115,80	112,00
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	16000,00	89333,33	127333,33	16000,00	544000,00
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	19,33	199,33	17133,33	815,00	1272,67

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 37. Resultados promedios de análisis de pruebas de los efluentes de las lagunas facultativas.

VARIABLE	UNIDADES	SISTEMA ANTIGUO		SISTEMA NUEVO	
		LAGUNA FACULTATIVA SISTEMA 1	LAGUNA FACULTATIVA SISTEMA 2	LAGUNA FACULTATIVA SISTEMA 1	LAGUNA FACULTATIVA SISTEMA 2
DQO	mg O ₂ /L	196,67	130,33	181,67	129,67
DBO5	mg O ₂ /L	98,37	47,77	74,97	43,77
SOLIDOS SEDIMENTABLES	ml/L	0,10	0,13	0,13	0,10
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	mg/L	79,90	54,63	102,47	40,07
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	112000,00	11200,00	22333,33	1960,00
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	1993,33	582,27	72,00	29,00

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 38. Resultados promedios de los análisis de las muestras en el efluente de la laguna de maduración.

VARIABLE	UNIDADES	LAGUNA DE MADURACIÓN
DQO	mg O ₂ /L	130,67
DBO5	mg O ₂ /L	47,63
SOLIDOS SEDIMENTABLES	ml/L	0,10
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	mg/L	59,13
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	6400,00
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	29,67

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 39. Resultados promedios de análisis del vertimiento.

VARIABLE	UNIDADES	VERTIMIENTO
DQO	mg O ₂ /L	128
DBO ₅	mg O ₂ /L	56,9
SOLIDOS SEDIMENTABLES	ml/L	0,1
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	mg/L	44
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	54000
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	54000

Fuente: Vera, J. 2015

6.5.2 Evaluación de las eficiencias del sistema.

$$Eficiencia_{[]} = \frac{[]_{Afluyente} - []_{Efluyente}}{[]_{Afluyente}} * 100$$

Con la ecuación anterior se evalúan las eficiencias de los afluentes y efluentes de cada laguna de los dos trenes.

Tabla 40. Caudal de entrada para lagunas anaeróbicas del tren antiguo.

Q ₁ (L/s) =	9,051	0,009051	m ³ /s
Q ₂ (L/s) =	9,055	0,009055	m ³ /s
Q ₃ (L/s) =	9,017	0,009017	m ³ /s
Q T sis. Antigo	27,09	0,02709	m ³ /s

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 41. Caudal de entrada para lagunas anaeróbicas del tren nuevo.

Q ₁ (L/s) =	10,3536	0,010354	m ³ /s
Q ₂ (L/s) =	10,3296	0,010330	m ³ /s
Q T sis. Nuevo	20,716	0,020716	m ³ /s

Fuente: Vera, J. 2015

Para la evaluación de las lagunas se tuvieron en cuenta las referencias bibliográficas que se consultaron para los diferentes autores y que se

recopilo en la Tabla No 42 y lo reglamentado en el Decreto 1594/84 (tabla NO 43).

Tabla 42. Características típicas de las lagunas de estabilización METCALF y EDDY.

PARAMETRO	AEROBICAS	AUTOR	ANAEROBICAS	AUTOR	FACULTATIVAS	AUTOR	MADURACION	AUTOR	
TRH (Días)	10-40	METCALF Y EDDY	4-6	METCALF Y EDDY	5-30	METCALF Y EDDY	5-20	METCALF Y EDDY	
			2-5	ROMERO, 1999			3-10		ROLIN, 2000
			5	WHO, 1987; MARA, 1976;			>5		WHO, 1987
			2-5	WHO, 1982					
			2-5	ECKENFELDER,1970					
			2-5	MIDDLEBROOKS Y COL, 1982					
			2-5	MOLINA Y RIOS, 1976					
PROFUNDIDAD(M)	0,9 - 1,2	METCALF Y EDDY	2,4 - 5,0	METCALF Y EDDY	1,2- 2,4	METCALF Y EDDY	0,9-1,5	METCALF Y EDDY	
					1-2	ROLIN,2000			
COS (Kg/Ha- día)	65- 135	METCALF Y EDDY	220-560	METCALF Y EDDY	56-202	METCALF Y EDDY	<17	METCALF Y EDDY	
			> 1000		200-400	WHO, 1987;			
			220-1100	EPA, 1977	140-280	MC-GARRY - PESCOD,1970			
			300	MARA - PEARSON,1986					
			100-400	GLOYNA,1973					
COV (g/m ³ - día)			100-400	WHO, 1982					
			100-400	MIDDLEBROOKS Y COL, 1982					
			<400	MARA, 1976					
			< 300	WHO, 1987;					
			250-350	MARA, 1987					
			200 -500	COOPER,1968					
			90 -350	PARKER,1970					
EFICIENCIAS (%) DBO ₅	Temp		50	WHO, 1987					
			< 10	40%					
			10 -20	20T-10	MARA - PEARSON,1986 y				
			> 20	60	MARA et, al; 1997				

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 43. Remoción de carga contaminante según Decreto 1594 de 1984.

Parámetro	Usuario Existente	Usuario Nuevo
pH	5 a 9 Unidades	5 a 9 Unidades
Temperatura	< 40°C	< 40°C
Material Flotante	Ausente	Ausente
Grasas y aceites	Remoción > 80% en carga	Remoción > 80% en carga
Sólidos Suspendidos	Remoción > 50% en carga	Remoción > 80% en carga
DBO ₅ Doméstica	Remoción >30% en carga	Remoción >80% en carga
DBO	Remoción >20% en carga	Remoción >80% en carga

Fuente: Decreto 1594 del 84, Art. 72,73.

Tabla 44. Eficiencia de lagunas anaerobias.

VARIABLE	UNIDADES	[C] AFLUENTE	TREN ANTIGUO						TREN NUEVO			
			[C] EFLUENTE LAGUNA ANAEROBIA 1	% EFICIENCIA LAGUNA ANAEROBIA 1	[C] EFLUENTE LAGUNA ANAEROBIA 2	% EFICIENCIA LAGUNA ANAEROBIA 2	[C] EFLUENTE LAGUNA ANAEROBIA 3	% EFICIENCIA LAGUNA ANAEROBIA 3	[C] EFLUENTE LAGUNA ANAEROBIA 1	% EFICIENCIA LAGUNA ANAEROBIA 1	[C] EFLUENTE LAGUNA ANAEROBIA 2	% EFICIENCIA LAGUNA ANAEROBIA 2
DQO	mg O ₂ /L	675,67	168,67	75,04	211,33	68,72	238,33	64,73	230,00	65,96	234,00	65,37
DBO ₅	mg O ₂ /L	455,33	109,27	76,00	153,67	66,25	195,33	57,10	139,33	69,40	134,62	70,43
SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	ml/L	1,33	109,27	76,00	0,53	99,88	4,07	99,11	0,40	99,91	0,57	99,87
SÓLIDOS SEDIMENTABLES	mg/L	192,33	0,37	99,92	139,00	69,47	143,80	68,42	115,80	74,57	112,00	75,40
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	8,23E+06	1,60E+04	99,81	8,93E+04	98,91	1,27E+05	98,45	1,60E+04	99,81	5,44E+05	93,39
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	6,96E+04	1,93E+01	99,97	1,99E+02	99,71	1,71E+04	75,38	8,15E+02	98,83	1,27E+03	98,17

Fuente: Vera, J. 2015

En la lagunas anaeróbicas reportó eficiencia en la remoción de materia orgánica > al 65%, Sólidos Totales del orden de 90% y de Coliformes Totales y Fecales mayores al 90%, lo que indicó En las Lagunas facultativas primarias reportó eficiencia en la remoción de materia orgánica superiores al 35% en términos de DBO₅, Solidos Suspendidos Totales mayores al 60% y de Coliformes Totales y Fecales mayores al 65%

Para hallar la eficiencia de las lagunas facultativas fue necesario inicialmente cuantificar la concentración promedio de los parámetros contaminantes que ingresan a cada laguna y para esto se realizó balance de masas, teniendo en cuenta los caudales de cada laguna anaeróbica en cada tren y la concentración de los parámetros medidos a la salida de las anaerobias. Para calcular la concentración promedio de entrada a cada laguna facultativa se emplearon las siguientes ecuaciones

Tren antiguo:

$$Q_M C_M = Q_1 C_1 + Q_2 C_2 + Q_3 C_3$$

Tren nuevo:

$$Q_M C_M = Q_1 C_1 + Q_2 C_2$$

Tabla 45. Eficiencias de lagunas facultativas primarias.

VARIABLE	UNIDADES	TREN ANTIGUO	TREN ANTIGUO	EFICIENCIA %	TREN NUEVO	TREN NUEVO	EFICIENCIA %
		[C] AFLUENTE LAGUNA FACULTATIVA 1	[C] EFLUENTE LAGUNA FACULTATIVA 1	LAGUNA FACULTATIVA TREN ANTIGUO 1	[C] AFLUENTE LAGUNA FACULTATIVA 1	[C] EFLUENTE LAGUNA FACULTATIVA 1	LAGUNA FACULTATIVA TREN NUEVO 1
DQO	mg O ₂ /L	206,071	196,67	4,56	232	181,67	21,69
DBO ₅	mg O ₂ /L	152,702	98,37	35,58	136,9794	74,97	45,27
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	ml/L	36,458	0,10	99,73	0,5398	0,13	75,92
SOLIDOS SEDIMENTABLES	mg/L	98,581	79,90	18,95	115,8000	102,47	11,51
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	7,75E+04	1,12E+05	44,53	2,80E+05	2,23E+04	92,02
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	5,77E+03	1,99E+03	65,45	1,04E+03	7,20E+01	93,10

Fuente: Vera, J. 2015.

Tabla 46. Eficiencia lagunas Facultativas Secundarias.

VARIABLE	UNIDADES	TREN ANTIGUO	TREN ANTIGUO	EFICIENCIA %	TREN NUEVO	TREN NUEVO	EFICIENCIA %
		[C] AFLUENTE LAGUNA FACULTATIVA 2	[C] EFLUENTE LAGUNA FACULTATIVA 2	LAGUNA FACULTATIVA TREN ANTIGUO 2	[C] AFLUENTE LAGUNA FACULTATIVA 2	[C] EFLUENTE LAGUNA FACULTATIVA 2	LAGUNA FACULTATIVA TREN NUEVO 2
DQO	mg O ₂ /L	196,67	130,33	33,73	181,67	129,67	28,62
DBO ₅	mg O ₂ /L	98,37	47,77	51,44	74,97	43,77	41,62
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	ml/L	0,36	0,13	63,89	0,13	0,10	23,08
SOLIDOS SEDIMENTABLES	mg/L	79,90	54,63	31,62	102,47	40,07	60,90
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	1,12E+05	1,12E+04	90,00	2,23E+04	1,96E+03	91,22
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	1,99E+03	5,82E+02	70,79	7,20E+01	2,90E+01	59,72

Fuente: Vera, J. 2015.

En las Lagunas facultativas se encontraron eficiencias en la remoción de materia orgánica superiores al 41% en términos de DBO₅, Solidos Suspendidos Totales mayores al 60% y de Coliformes Totales y Fecales mayores al 60%.

Tabla 47. Eficiencias lagunas de maduración.

VARIABLE	UNIDADES	TREN ANTIGUO		EFICIENCIA %
		[C] AFLUENTE LAGUNA MADURACION	[C] EFLUENTE LAGUNA MADURACION	LAGUNA DE MADURACION
DQO	mg O ₂ /L	130,33	129,67	0,51
DBO ₅	mg O ₂ /L	47,77	47,63	0,28
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	ml/L	0,13	0,10	23,08
SOLIDOS SEDIMENTABLES	mg/L	59,13	54,63	7,61
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	1,12E+04	6,40E+03	42,86
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	5,82E+02	2,97E+01	94,90

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 48. Eficiencia total del sistema.

VARIABLE	UNIDADES	AFLUENTE SISTEMA	EFLUENTE DE SISTEMA Ó VERTIMIENTO	EFICIENCIA SISTEMA %
DQO	mg O ₂ /L	675,67	128	81,06
DBO ₅	mg O ₂ /L	455,33	56,9	87,50
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	ml/L	1,33	0,1	92,50
SOLIDOS SEDIMENTABLES	mg/L	192,33	44	77,12
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	8,23E+06	9,20E+03	99,89
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ml	6,96E+04	4,00E+01	99,94

Fuente: Vera, J. 2015

Se concluyó que el sistema (antiguo y nuevo) tienen eficiencias en la remoción de materia orgánica superiores al 80 % en términos de DBO₅, mayores al 90% en la remoción de Sólidos Suspendedos Totales y mayores al 99.9% en la remoción de Coliformes Totales y Fecales, **lo que indica que el sistema está funcionando actualmente muy bien.**

6.5.3 Evaluación de Dimensiones y tiempos de retención de las lagunas

En la tablas 49 y 50 se visualizan los caudales en cada uno de los trenes de lagunas, para las condiciones actuales de operación y las condiciones proyectadas de caudal del año 2040

Tabla 49. Caudales totales de cada tren para condiciones actuales

Caudal de entrada total al sistema			Caudal de entrada al tren antiguo			Caudal de entrada al tren nuevo		
Q (m ³ /s)	0,0478	100%	(m ³ /s)	0,02709	% 56,67	(m ³ /s)	0,02071	% 43,33

Fuente: Vera, J. 2015

Tabla 50. Caudales totales proyectados año 2040.

Caudal de entrada total al sistema			Caudal de entrada al tren antiguo			Caudal de entrada al tren nuevo		
Q (m ³ /s)	0,0925	100%	(m ³ /s)	0,0524	% 56,67	(m ³ /s)	0,040	% 43,33

Fuente: Vera, J. 2015

En las tabla 51 y 52 muestran de manera detallada las características generales del sistema de tratamiento en las condiciones actuales de operación y proyectadas.

Se puede ver que todas las lagunas anaeróbicas (tren antiguo y tren nuevo) en condiciones actuales están trabajando con Tiempos de retención hidráulicos (TRH = θ) entre 4.5 -5.2 días, de acuerdo a lo comendado por Metcalf y Eddy muy cerca de lo recomendado por WHO,1982; Eckenfelder, 1970; Middlebrook& Cols, 1982; Molina y Rios, 1976; Parker y Cols, 1959, Metcalf y Eddy, 1995; Romero, 1999, incluso los TRH se ajustan cuando las mismas trabajen con los caudales proyectados, sin necesidad de rediseños.

Se observa además que todas las lagunas anaeróbicas (tren antiguo y tren nuevo) fueron diseñadas con profundidades entre 2.5 – 5.0 m, de acuerdo a lo comendado por Metcalf y Eddy, 1995; Romero, 1999 indicando las profundidades y los tiempos de retención que éstas lagunas están bien diseñadas;

Tabla 51. Características generales del sistema con las condiciones actuales.

TREN ANTIGUO									
TIPO DE LAGUNA	Q (m ³ /día) (**)	[DBO5]		Prof (m)*	Area (Ha)	Vutil (m ³)	θ =TRH (días)	COV (g DBO ₅ /m ³ -día)	COS (kg DBO ₅ /Ha-día)
		(gr/m3)	(Kg/m3)						
Anaerobica 1	780,192	455,33	0,455333	4,0	0,10125	4050	5,2	87,7	3508,6
Anaerobica2	780,192	455,33	0,455333	4,0	0,10125	4050	5,2	87,7	3508,6
Anaerobica 3	780,192	455,33	0,455333	4,0	0,10125	4050	5,2	87,7	3508,6
Facultativa 1	2340,576	152,76	0,152756	2,0	2,566245	51324,9	21,9	7,0	139,3
Facultativa 2	2340,576	98,37	0,09837	2,0	2,566245	51324,9	21,9	4,5	89,7
Maduración	2340,576	47,77	0,04777	1,5	2,56168	38425,2	16,4	2,9	43,6
TREN NUEVO									
TIPO LAGUNA	Q (m ³ /día) (**)	[DBO5]		Prof (m)*	Area (Ha)	Vutil (m ³)	θ =TRH (días)	COV (g DBO ₅ /m ³ -día)	COS (kg DBO ₅ /Ha-día)
		(gr/m3)	(Kg/m3)						
Anaerobica 1	894,672	455,33	0,455333	4,0	0,101442	4057,68	4,5	100,4	4015,8
Anaerobica 2	894,672	455,33	0,455333	4,0	0,101442	4057,68	4,5	100,4	4015,8
Facultativa 1	1789,344	136,98	0,136975	2,0	1,755675	35113,5	19,6	7,0	139,6
Facultativa 2	1789,344	74,97	0,07497	2,0	1,755675	35113,5	19,6	3,8	76,4

(*) Dimensiones medidas en campo

(**) Caudal aforado

Fuente: Vera, J. 2015

Se puede ver que todas las lagunas Facultativas (tren antiguo y tren nuevo) en condiciones actuales están trabajando con Tiempos de retención hidráulicos (TRH = θ) entre 19,6 - 21,9 días, de acuerdo a lo comendado por Metcalf y Eddy, 1995; incluso los TRH se ajustan cuando las mismas trabajen con los caudales proyectados, sin necesidad de rediseños.

Se observa además que todas las lagunas facultativas (tren antiguo y tren nuevo) fueron diseñadas con profundidades de 2.0 m es decir entre el rango entre 1,2 – 2.4 m, de acuerdo a lo comendado por Metcalf y Eddy, 1995; y lo recomendado por Rolin, 2000 (1.0-2.0 m) indicando las profundidades y los tiempos de retención que las mismas están bien diseñadas.

También la única laguna de maduración fué diseñada con una profundidad de 1.5 m es están operando con TRH entre 16 y 20 días rangos recomendados también por Metcalf y Eddy, 1995.

Tabla 50. Características generales del sistema con las condiciones proyectadas.

TREN ANTIGUO									
TIPO DE LAGUNA	Q (m ³ /día) (**)	[DBO5]		Prof (m)*	Area (Ha)	Vutil (m ³)	e=TRH (días)	COV (g DBO ₅ /m ³ -día)	COS (kg DBO ₅ /Ha-día)
		(gr/m3)	(Kg/m3)						
Anaerobica 1	1.509,8	455,33	0,455333	4.0	0,10125	4050	2,7	169,7	6789,7
Anaerobica2	1.509,8	455,33	0,455333	4.0	0,10125	4050	2,7	169,7	6789,7
Anaerobica 3	1.509,8	455,33	0,455333	4.0	0,10125	4050	2,7	169,7	6789,7
Facultativa 1	4.529,36	152,76	0,152756	2.0	2,57	51324,9	11,3	13,5	269,6
Facultativa 2	4.529,36	98,37	0,09837	2.0	2,57	51324,9	11,3	8,7	173,6
Maduración	4.529,36	47,77	0,04777	1,5	2,56	38425,2	8,5	5,6	84,5

TREN NUEVO									
TIPO LAGUNA	Q (m ³ /día) (**)	[DBO5]		Prof (m)*	Area (Ha)	Vutil (m ³)	e=TRH (días)	COV (g DBO ₅ /m ³ -día)	COS (kg DBO ₅ /Ha-día)
		(gr/m3)	(Kg/m3)						
Anaerobica 1	1.731,3	455,33	0,455333	4.0	0,101442	4057,68	2,3	194,3	7771,2
Anaerobica 2	1.731,3	455,33	0,455333	4.0	0,101442	4057,68	2,3	194,3	7771,2
Facultativa 1	3.462,6	136,98	0,136975	2.0	1,755675	35113,5	10,1	13,5	270,1
Facultativa 2	3.462,6	74,97	0,07497	2.0	1,755675	35113,5	10,1	7,4	147,9

(*) Dimensiones medidas en campo

(**) Caudal proyectado

Fuente: Vera, J. 2015

Incluso el TRH es aceptable cuando las mismas trabajen con los caudales proyectados, sin necesidad de rediseños.

6.5.4. Evaluación y análisis de las cargas.

Se evalúa las cargas orgánicas superficiales y volumétricas con las condiciones actuales y futuras, y las eficiencias

En términos de carga orgánicas también se comprobó que todas las lagunas están operando dentro de los límites reconocidos en la comunidad internacional (Ver Tabla 42) e incluso se comprobó que para el año horizonte (2040) las lagunas continuarían operando dentro los rangos admisibles antes indicados.

CONCLUSIONES

Se puede afirmar que ésta práctica empresarial cumplió con todos los objetivos específicos propuestos, concluyéndose lo siguiente:

1. Las estructuras en concreto presentan muy buenas calidades, lo que no amerita su protección ni su reparación.
2. Los canales de aproximación presentan actualmente pendientes muy bajas con velocidades de los flujos de aguas residuales muy bajas que facilitan la sedimentación, pero no se pueden modificar dada que es una estructura fundamental en el proceso de conducción de agua residual hasta la PTAR.
3. La rejilla principal presentó velocidades de aproximación y entre las rejillas por debajo de lo normado por el RAS 2000, lo que viene creando problemas operativos, razón por la cual modificó el número de barras y el espaciamiento entre ellas para acondicionarlas al RAS 2000 para los caudales proyectados 2040, velocidades que se irán incrementando con el tiempo a medida que los caudales también se aumenten.
4. El Desarenador también presenta muy buenas características estructurales en sus dos compartimientos con tiempos de retención hidráulicos acordes con el RAS-2000 y con estructuras mecánicas (compuertas) que ameritan solo mantenimiento preventivo (Lubricación del vástago).
5. La canaleta Parshall presentaba buenas condiciones estructurales, pero se detectaron problemas en las mediciones de caudales por la ubicación del piezómetro, situación que se sugirió modificar.
6. Se realizaron las mediciones de caudales y se pudo estimar los caudales que ingresan a cada tren de tratamiento y a cada una de las lagunas anaerobias.



7. Se cumplió igualmente con el plan de muestreo en las entradas y salidas de todas y cada una las lagunas que componen cada tren de tratamiento y se cuantificó en tres oportunidades los valores de la concentraciones de materia orgánica (DBO y DQO), sólidos suspendidos y Coliformes totales y fecales, parámetros que permitió el cálculo de las eficiencias encada una de las lagunas.
8. Las lagunas de los dos trenes antiguo y nuevo se encuentran bien diseñadas dentro de los parámetros recomendado por la comunidad científica internacional.
9. En la lagunas anaeróbicas reportó eficiencia en la remoción de materia orgánica del orden del 65%, Sólidos Totales del orden de 90% y de Coliformes Totales y Fecales mayores al 90%, lo que indicó En las Lagunas facultativas primarias reportó eficiencia en la remoción de materia orgánica superiores al 35% en términos de DBO₅, Solidos Totales mayores al 60% y de Coliformes Totales y Fecales mayores al 65%; en las Lagunas facultativas secundarias reportó eficiencia en la remoción de materia orgánica superiores al 41% en términos de DBO₅, Solidos Totales mayores al 60% y de Coliformes Totales y Fecales mayores al 60%; concluyéndose que el sistema (antiguo y nuevo) tienen eficiencias en la remoción de materia orgánica superiores al 99.9 % en términos de DBO₅, mayores al 80% en la remoción de Solidos Totales y mayores al 99.9% en la remoción de Coliformes Totales y Fecales, lo que indica que el sistema está funcionando actualmente muy bien.
10. En términos de carga orgánicas también se comprobó que todas las lagunas están operando dentro de los límites reconocidos en la comunidad internacional e incluso se comprobó que para el año horizonte (2040) las lagunas continuarían operando dentro esos rangos admisibles antes indicados.

RECOMENDACIONES

Para mejorar las condiciones del sistema se realizan las siguientes recomendaciones

- ✓ Se recomienda que el mantenimiento a las rejillas se realice con más frecuencia, coordinando con la sección de aseo de la empresa para que la recolección sea efectiva, evitando el mal olor que se pueda presentar por la presencia de estos residuos.
- ✓ Se recomienda la adecuación de la rejilla tal como se evaluó para el cumplimiento de la normatividad (RAS 2000, Título e).
- ✓ El desarenador tiene por objeto separar del agua cruda de la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento, por lo tanto se recomienda que las compuestas para realizar la adecuada limpieza.
- ✓ Se recomienda que un experto en Hidráulica después de haber realizado un estudio de las conexiones erradas y cuantificado los caudales que por esta causa se incorporan al sistema del alcantarillado sanitario, proceda a diseñar un vertedero de excesos tal que se garantice el ingreso a las plantas de solo el caudal de aguas residuales en los momentos que se presenten lluvias sobre la ciudad.
- ✓ Se recomienda conectar el efluente de la laguna facultativa secundaria del tren nuevo la única laguna de maduración existente.
- ✓ Se recomienda retirar del sistema un par de rejillas localizadas posterior al Desarenador porque su función en esa ubicación las hacen inoperantes.



- ✓ Se recomienda la ubicación del piezómetro con el fin de medir con exactitud la altura de la lámina de agua y posteriormente el caudal.
- ✓ Es necesario que al momento de realizar el desnatado de las lagunas este se realice de manera adecuada, depositando las natas y lodos en el lecho de secado.

BIBLIOGRAFIA

Perfil productivo del municipio de Saravena.
www.mintrabajo.gov.co/component/docman/.../1632-perfilsaravena.html
pág. 13

Plan de Desarrollo del Municipio de Saravena 2012 – 2015

Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimiento Municipio de Saravena.
2009-2019.

Metacalf & Hedí, INC, Ingeniería de aguas residuales, Volúmenes 1 y 2, Ed. McGraw-Hill. Tercera edición 1995.

Collazos, C. (2008). *Tratamiento de Aguas Residuales - generalidades*. Recuperado el 1 de Julio de 2012, de Universidad Nacional de Colombia:
http://www.ing.unal.edu.co/catedra/drs_diaz_collazos/GENERALIDADES.pdf

Diario El Espectador. (25 de Septiembre de 2008). Colombia sólo trata 9% de sus aguas residuales. *El Espectador*.

D.D. Mara, et al.(1994). *The Development of a New Approach to Waste Stabilization Pond Design*.

Diseño sobre la construcción de la Segunda Fase del Sistema de Lagunas de Oxidación. Municipio de Saravena. Pdf. Pág. 21

Escalante, et al.(1994). *Determinación de Constantes de Dispersión en Lagunas de estabilización*;

Kooijmans, J., Lettinga, G., & Rodríguez, G. (October de 1995). Institution of Water Engineers and Scientist. *Institution of Water Engineers and Scientist*, 39(5).



Lozano-Rivas, W. (Febrero de 2012). Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales. *Syllabus. Programa de Ingeniería Ambiental*. Bogotá D.C., Colombia: Universidad Antonio Nariño.

MinDesarrollo (Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico). RAS 2000 (Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico) Resolución 1096 de 2000. MinDesarrollo, Bogotá, Colombia 2000.

MNISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE, Gestión para el manejo y disposición final de las aguas residuales. Colombia 2002. 13,45-48.

PLAN DE MANEJO AMBIENTAL DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL MUNICIPIO DE SARAVERENA. 2009- 2019

PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL (POT), 2000 del municipio de Saravena.

Romero Rojas, Jairo A. Lagunas de estabilización de aguas residuales. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 1994

Romero Rojas, J. A. (1999). *Tratamiento de Aguas Residuales. Teoría y principios de diseño*. Bogotá D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Tesis de Máster. Sevilla, España: Lozano-Rivas, W. A. & López E., O. Escuela Universitaria Politécnica de la Universidad de Sevilla.



UNIVERSIDAD DE PAMPLONA

Una Universidad incluyente y comprometida con el desarrollo integral



ANEXOS



UNIVERSIDAD DE PAMPLONA

Una Universidad incluyente y comprometida con el desarrollo integral



ANEXO A: REGISTROS FOTOGRAFICOS

Fotografía 22. Mediciones en campo.





Fuente: Vera, J. 2015

Fotografía 23. Toma de muestras.





Fuente: Vera, J. 2015