

**ESTUDIO DEL IMPACTO DEL LAVADO DE UN FILTRO ANAEROBIO DE
FLUJO ASCENDENTE CON MEDIO FILTRANTE EN GRAVA**

**Maryanella Alvear Vega
Yuddy Marcela López Meneses**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERÍA AMBIENTAL
Grupo de Investigación en Ingeniería Ambiental GIIA
Popayán, Noviembre de 2005**

**ESTUDIO DEL IMPACTO DEL LAVADO DE UN FILTRO ANAEROBIO DE
FLUJO ASCENDENTE CON MEDIO FILTRANTE EN GRAVA**

**Maryanella Alvear Vega
Yuddy Marcela López Meneses**

**Tesis de grado presentado como requisito parcial para optar el título de
Ingeniero Ambiental**

Director de Tesis: Ing. MSc Javier Fernández Mera

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERÍA AMBIENTAL
Grupo de Investigación en Ingeniería Ambiental GIIA
Popayán, Noviembre de 2005**

NOTA DE ACEPTACION

Esta tesis ha sido aprobada para optar el título de Ingeniero Ambiental.

Aprobada por:

Ing. Javier E Fernández

Director de Tesis

Ing. Napoleón Zambrano

Jurado

Ing. Guillermo Chaux

Jurado

Popayán, Noviembre de 2005

AGRADECIMIENTOS

Para la realización de este trabajo de investigación agradecemos la colaboración de:

La Universidad del Cauca.

La corporación Autónoma Regional del Cauca CRC, ya que gracias al Convenio 745 con el alma mater se obtuvieron los recursos para la realización de este proyecto.

Al Municipio de Cajibío (Cauca).

Al Ingeniero Javier Fernández por su apoyo y dedicación.

Al Ingeniero Luis Jorge Gonzáles por su valiosa y oportuna colaboración.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág
INTRODUCCION	13
1. JUSTIFICACIÓN	14
2. OBJETIVOS	18
2.1 OBJETIVO GENERAL	18
2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	18
3. REVISION DE LITERATURA.....	19
3.1 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	19
3.2 SISTEMAS DE TRATAMIENTO	25
3.3 TRATAMIENTO ANAEROBIO DE AGUAS RESIDUALES.....	26
3.4 TANQUE SEPTICO	28
3.5 FILTRO ANAEROBIO	29
3.6 LAVADO DE LOS FILTROS.....	33
4. METODOLOGÍA	34
4.1 CONCEPCIÓN GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN.....	34
4.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	34
4.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	37
4.4 ANÁLISIS DE LABORATORIO.....	46
4.5 MANEJO DE LA INFORMACIÓN.....	47
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	48
5.1 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL CRUDA	49
5.2 COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO	50
5.2.1 Variación del Caudal.....	50
5.2.2 Comportamiento de la Pérdida de Carga	53

5.3 VARIACIONES DEL pH Y LA TEMPERATURA	58
5.4 COMPORTAMIENTO DE LOS SÓLIDOS	61
5.4.1 Sólidos Totales.....	61
5.4.2 Sólidos Fijos y Volátiles	64
5.5 COMPORTAMIENTO DE LA MATERIA ORGÁNICA.....	65
5.6 COMPORTAMIENTO DE LOS LODOS DURANTE EL LAVADO	72
5.6.1 Velocidad de Lavado	72
5.6.2 Caracterización del Lodo	74
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	78
7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	80
8. ANEXOS	83

LISTA DE FIGURAS

	Pág
Figura 3.1. Composición del Agua Residual Doméstica	21
Figura 4.1 Municipio de Cajibío	36
Figura 4.2 Flujograma del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales.....	37
Figura 4.3 Ubicación de los Piezómetros en el Lecho Filtrante y los Puntos de Muestreo	44
Figura 5.1. Variación del Caudal en el Periodo de Muestreo	51
Figura 5.2. Pérdida de Carga Total no linealizada	54
Figura 5.3. Pérdidas de Carga Total Linealizadas.....	55
Figura 5.4. Pérdida de Carga - Carrera II.....	56
Figura 5.5. Pérdida de Carga - Carrera III	57
Figura 5.6. Pérdida de Carga - Carrera IV	57
Figura 5.7. Porcentaje de Pérdida de Carga	58
Figura 5.8 Variación del pH a lo largo de la planta - Carrera 1	60
Figura 5.9 Variación del pH a lo largo de la planta - Carrera 2.....	60
Figura 5.10. Variación de Sólidos Totales a lo largo de la planta	61
Figura 5,11 Eficiencia de Remoción de Sólidos Totales	63
Figura 5.12. Carga de Sólidos Totales en las Unidades de Tratamiento.....	63
Figura 5.13. Comparación de los SFT y SVT en los Diferentes Puntos de Muestreo	65

Figura 5.14 Variación de la DQO a lo largo de la planta.....	66
Figura 5.15. Eficiencia de Remoción de DQO	67
Figura 5.16 Variación de Cargas de DQO	68
Figura 5.17 Variación de la DBO a lo largo de la planta.....	69
Figura 5.18 Variación de la Concentración de DBO	70
Figura 5.19. Eficiencia de Remoción de DBO.....	70
Figura 5.20. Comparación de la eficiencia de remoción DBO – DQO.....	72
Figura 5.21 Variación de las Velocidades de Lavado.....	74
Figura 5.22 Variación de la DQO y DBO en el Lavado 2	75
Figura 5.23 Variación de la DQO en el Lavado 3.....	75
Figura 5.24 Variación de los SSF y SSV en el Lavado 2	76
Figura 5.25 Variación de los SSF y SSV en el Lavado 3	77

LISTA DE TABLAS

	Pág
Tabla 1.1 Municipios con sistemas de tratamiento de aguas residuales	15
Tabla 1.2. Tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales implementadas en Colombia en el año 1998.....	16
Tabla 3.1 Composición Típica de las Aguas Residuales Domésticas.....	20
Tabla 3.2 Composición Típica de las Aguas Residuales Domésticas.....	20
Tabla 3.3 Factores de Biodegradabilidad.....	23
Tabla 3.4 Clasificación del Agua Residual según su Concentración de DBO y DQO MARA 1976, (citado por Oliveira 2005).....	24
Tabla 3.5 Características de los Filtros Anaerobios de Acuerdo al Sentido del Flujo.....	31
Tabla 4.1 Nomenclatura de los Puntos de Muestreo.....	43
Tabla 4.2 Parámetros, Frecuencia y Puntos de Muestreo	44
Tabla 4.3 Parámetros, Frecuencia y Puntos de Muestreo	45
Tabla 4.4 Variable y Frecuencia	46
Tabla 4.5 Métodos y Equipos de Análisis de Laboratorio.....	47
Tabla 5.1 Duración de las Carreras de Filtración.....	48

Tabla 5.2 Características del agua residual cruda	49
Tabla 5.3 Estadísticas Descriptivas del Caudal Tratado por el FAFA (datos en L/s).....	50
Tabla 5.4 Dimensionamiento del Tanque Séptico y el Filtro Anaerobio.....	51
Tabla 5.5. Tiempo de Retención Hidráulica para cada Carrera	52
Tabla 5.6. Rangos de temperatura y pH a la entrada y salida de las unidades de tratamiento.....	59
Tabla 5.7 Estadísticas Descriptivas de Sólidos Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo.....	61
Tabla 5.8 Estadísticas Descriptivas de Sólidos Fijos Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo.....	64
Tabla 5.9 Estadísticas Descriptivas de Sólidos Volátiles Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo.....	64
Tabla 5.10 Estadísticas Descriptivas para Demanda Química de Oxígeno (DQO) en los diferentes puntos de muestreo	65
Tabla 5.11 Estadísticas Descriptivas para Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) en los diferentes puntos de muestreo	68
Tabla 5.12. Relación DBO/DQO	71

LISTA DE ANEXOS

	Pág
Anexo 1. Aforo Volumétrico	83
Anexo 2. Variación del Caudal	84
Anexo 3. Datos de Caudal y Pérdidas de Carga no Linealizadas Carreras II, III y IV.	85
Anexo 4. Variación de la Temperatura en los Diferentes Puntos de Muestreo	86
Anexo 5. Variación del pH en los Diferentes Puntos de Muestreo.....	87
Anexo 6. Sólidos Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo	88
Anexo 7. Sólidos Fijos Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo	89
Anexo 8. Sólidos Volátiles Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo	90
Anexo 9. Carga de Sólidos Totales en las Unidades de Tratamiento	91
Anexo 10. Demanda Química de Oxígeno (DQO) en los Diferentes Puntos de Muestreo	92
Anexo 11. Carga de Demanda Química de Oxígeno (DQO) en las Unidades de Tratamiento	93
Anexo 12. Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) en los Diferentes Puntos de Muestreo	94
Anexo 13. Datos para la Determinación de Velocidad de Lavado	

Carreras I, II, III	95
Anexo 14. Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO)	96

INTRODUCCION

En los últimos años es evidente que se le ha dado mayor importancia al tratamiento de las aguas residuales antes de ser descargadas a las fuentes receptoras, con el fin de minimizar los impactos negativos generados al ambiente y mejorar la calidad de vida de las poblaciones.

A pesar de que Colombia es uno de los países del mundo con mayor riqueza hídrica, gran parte de la población tiene problema de abastecimiento. Se estima que para los años 2015 a 2025, el 68% de la población de las cabeceras municipales, se encontrarán en desabastecimiento (CEPIS, 2000).

Ante una situación de escasez hídrica el tratamiento de aguas residuales adquiere mucha importancia, por lo que es necesario realizar estudios tendientes a la recuperación de las aguas servidas con el fin de aumentar la cobertura de este recurso a una mayor cantidad de población y hacer un mayor aprovechamiento económico de este, así como también garantizar la vida acuática en los cuerpos de agua receptores.

La tecnología de filtros anaeróbicos viene siendo impulsada en el departamento del Cauca a través de la CRC, como una alternativa factible tanto desde el punto de vista de eficiencia remocional como económico. La facilidad de operación y mantenimiento permite que los costos de funcionamiento sean bajos y puedan ser fácilmente asumidos por las propias comunidades. El esquema general con el cual se viene aplicando la tecnología consiste en un sistema de pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario.

En este trabajo se analiza el funcionamiento de un filtro anaerobio de flujo ascendente con el fin de determinar sus condiciones hidráulicas, las eficiencias de remoción en cuanto a parámetros de calidad de agua y el impacto que genera el lavado del filtro en un tiempo determinado.

1. JUSTIFICACIÓN

El tratamiento de mayor cantidad de aguas residuales domésticas generadas por las ciudades y la recuperación de un mayor número de efluentes en forma factible y segura será un reto de suma importancia ecológica, social y económica para América Latina en las próximas décadas. La Organización Mundial de la Salud señala que en América Latina y el Caribe sólo el 19% de las aguas residuales colectadas en alcantarillados reciben algún tratamiento antes de ser dispuestas en los cuerpos de agua, como ríos y mares (CEPIS, 2000).

Las descargas de las aguas residuales municipales se han convertido en uno de los problemas ambientales más críticos y más crecientes, si consideramos que el incremento poblacional de la mayoría de los centros urbanos medianos y grandes es notable debido a la situación socioeconómica y de orden público del país. Esta situación se refleja en el aumento de las descargas de tipo doméstico y productivo, deteriorando cada vez más el estado de la calidad del recurso. La situación se hace mas crítica cuando la corriente tiene un uso definido aguas abajo, pues se alteran las condiciones de calidad del agua requeridas para el abastecimiento de actividades específicas (doméstica, industrial, agrícola, etc.) y la vida acuática (Minambiente, 2002).

Las evaluaciones realizadas por el Ministerio del Medio Ambiente reportan que los centros urbanos en Colombia captan alrededor de los 170 m³/s de agua, de los cuales se pierden entre 40% y 50%, regresando al ambiente en forma de aguas residuales entre un 70% a 80% del agua abastecida. Se estima que en Colombia se descargan diariamente cerca de 700 toneladas de carga orgánica del sector doméstico urbano a los cuerpos de agua (Minambiente, 2002).

En el Sistema de Información del sector de Agua Potable y Saneamiento – SIAS, se encuentran reportados los sistemas de tratamiento de aguas residuales existentes en el país. La Tabla 1.1 presenta el listado de los municipios que realizan algún tipo de tratamiento a sus aguas residuales, clasificados de acuerdo al número de habitantes (Mindesarrollo, 2003).

Tabla 1.1 Municipios con sistemas de tratamiento de aguas residuales

Categoría	N° Municipios		Porcentaje
	Totales	Con PTAR	
Grandes ciudades	4	4	100%
Mayores de 100.000 habitantes	33	9	27%
Entre 70.000 y 100.000 habitantes	16	3	19%
Entre 12.500 y 70.000 habitantes	171	44	26%
Menores de 12.500 habitantes	846	75	9%
Total	1070	133	12%

Fuente: Mindesarrollo, 2003

En general la Tabla 1.1 muestra que la implementación de sistemas de tratamiento de aguas residuales en Colombia es incipiente y que sólo las cuatro grandes ciudades tienen solucionado el problema aunque de manera parcial, ya que los sistemas de tratamiento implementados en estas sólo atienden un 30% de la población servida (Mindesarrollo, 2003). Las ciudades de Cali, Bogotá y Barranquilla solo realizan tratamiento primario, en las dos primeras ciudades por medio de sedimentadores primarios de sección circular y en Barranquilla por medio de lagunas de estabilización, Medellín es la única ciudad que realiza un tratamiento completo mediante sedimentadores para el tratamiento primario y tanques de aireación con lodos activados para tratamiento secundario.

El resto de municipalidades presentan grandes limitaciones, especialmente en los municipios con menos de 12.500 habitantes. Como se observa en la Tabla 1.1, de los 1.070

municipios que existen en el país, 846 tienen una población en las cabeceras urbanas en este rango, lo cual equivale al 79%, y solo el 9% de ellos realizan algún tipo de tratamiento a las aguas residuales antes de ser descargadas a los cuerpos de agua.

Aunque en las grandes ciudades y en las mayores de 100.000 habitantes se ha preferido centralizar el tratamiento de las aguas residuales domésticas, este concepto no siempre es posible de aplicar, aún en las grandes ciudades, debido entre otras razones a la ubicación topográfica de la red de alcantarillado. Por lo tanto el manejo de sistemas descentralizados de pequeña capacidad tanto en los grandes municipios como en los intermedios y pequeños merece el mismo grado de atención que hasta ahora estaba reservado para los sistemas convencionales de manejo centralizado de aguas residuales.

En Colombia, la solución al problema del tratamiento de las aguas residuales domésticas aun es incipiente, se requiere una mayor oferta de tecnología que permita abordar el concepto de sistemas de tratamiento descentralizados, y que faciliten la sostenibilidad de estos. Diferentes alternativas se han venido utilizando en Colombia, principalmente la de lagunas de oxidación y lodos activados como se presenta en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2. Tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales implementadas en Colombia en el año 1998

TECNOLOGIA	CONSTRUIDA (Nº/%)	DISEÑADOS (Nº/%)
Lagunas de oxidación	96/53	61/44
Lodos activados	43/24	5/3
Filtros percoladores	24/13	22/16
UASB	17/10	18/13
Sin información		34/24
TOTAL	180	140

Fuente: Peña 2000

En el departamento del Cauca se han implementado 52 Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) con el fin de minimizar los impactos negativos generados por las descargas de aguas residuales domésticas a la cuenca del río Cauca. Sin embargo, aun no se conoce con exactitud el impacto de la inversión realizada en el funcionamiento real de los sistemas. Sólo se han realizado evaluaciones puntuales que indican que los sistemas son potencialmente utilizables y que su eficiencia de remoción en materia orgánica puede ser superior al 80% (CRC, 2003).

Los datos sobre el funcionamiento de las plantas de aguas residuales en Colombia, son muy dispersos debido a limitaciones en los diseños, errores en la construcción de las PTAR, inadecuado monitoreo de las plantas, inadecuada preparación del personal operativo y en general falta de experiencia en proyectos de tratamiento de aguas residuales. Sin embargo algunos de los sistemas de lagunas de oxidación localizados al sur-occidente de Colombia son manejados adecuadamente. Los factores más importantes son la falta de políticas a nivel central, recursos económicos insuficientes para investigación, implementación de tecnologías sin tener en cuenta las condiciones locales, uso de criterios inadecuados para la selección de tecnologías e inexperiencia de las organizaciones responsables del tratamiento de las aguas residuales (Peña, 2002).

Por lo tanto es de suma importancia evaluar el funcionamiento de estas plantas en cuanto a las acciones de operación y mantenimiento especialmente revisar el impacto del lavado sobre el proceso del filtro, estudiar este fenómeno con el fin de mejorar la extracción de lodo y así su velocidad de lavado con el fin de determinar la eficiencia real de los procesos e identificar los impactos generados por la extracción de estos y si es el caso proponer alternativas de mejoramiento y optimización de los tratamientos.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Estudiar el funcionamiento de operación y mantenimiento de filtros anaeróbicos de flujo ascendente en grava.

2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Evaluar el comportamiento hidráulico de un filtro anaeróbico de flujo ascendente maduro durante su carrera de filtración.
- Estudiar el impacto generado por la extracción de los lodos sobre la operación y el mantenimiento del filtro anaeróbico.

3. REVISION DE LITERATURA

3.1 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La generación de aguas residuales es un producto inevitable de la actividad humana. Para el tratamiento y disposición apropiada de las aguas residuales, es necesario el conocimiento de las características físicas, químicas y biológicas de dichas aguas; de su significado y de sus efectos principales sobre la fuente receptora.

La descarga directa o sin tratamiento de desechos líquidos en un cuerpo receptor puede ocasionar el deterioro de la calidad del agua, alterar las formas de vida (flora y fauna) existentes y afectar la salud humana constituyéndose en una fuente de transmisión de enfermedades relacionadas con el agua y las excretas ya que la contaminación bacteriológica presente en las aguas negras municipales es la mas relevante a nivel sanitario, debido a que estas contienen en grandes cantidades microorganismos patógenos generadores de múltiples enfermedades.

Si bien un cuerpo receptor tiene una capacidad de autopurificación, que depende de sus características y las de la descarga (cantidad y composición físico-química y biológica), ésta puede ser sobrepasada alterando o transformando las condiciones ecológicas del medio ambiente acuático. Este hecho ha generado la necesidad de utilizar sistemas de depuración de aguas residuales, que además deben ser eficientes, efectivos, confiables y técnicamente manejables (Alaerts, 1990), (citado por Rivera 1998).

Las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua residual de cada centro urbano varían de acuerdo con los factores externos como: localización, temperatura, origen del agua captada, entre otros; y a factores internos como la población, el desarrollo socioeconómico, el nivel industrial, la dieta en la alimentación, el tipo de aparatos

sanitarios, las prácticas de uso eficiente de agua, etc. Igualmente los vertimientos varían en su caudal en el tiempo, presentando a nivel doméstico mayores volúmenes especialmente en horas de comidas y de quehaceres, y a nivel industrial de acuerdo a los horarios de lavado y descargas en los procesos de producción. Por esta razón cada municipio presenta unas características moderadamente variables en sus vertimientos.

El principal contaminador de las aguas residuales domésticas son las heces y la orina humana, seguido de los residuos orgánicos de la cocina; estas presentan un alto contenido de materia orgánica biodegradable y de microorganismos que por lo general son patógenos (Minambiente, 2002). Para comunidades pequeñas o áreas rurales las aguas residuales son predominantemente domésticas. Composiciones típicas de aguas residuales se presenta en las Tablas 3.1 y 3.2.

Tabla 3.1. Composición Típica de las Aguas Residuales Domésticas.

Parámetro	Magnitud (mg/L)
Sólidos Totales	720
DBO	220
DQO	500

Fuente: Romero, 1999

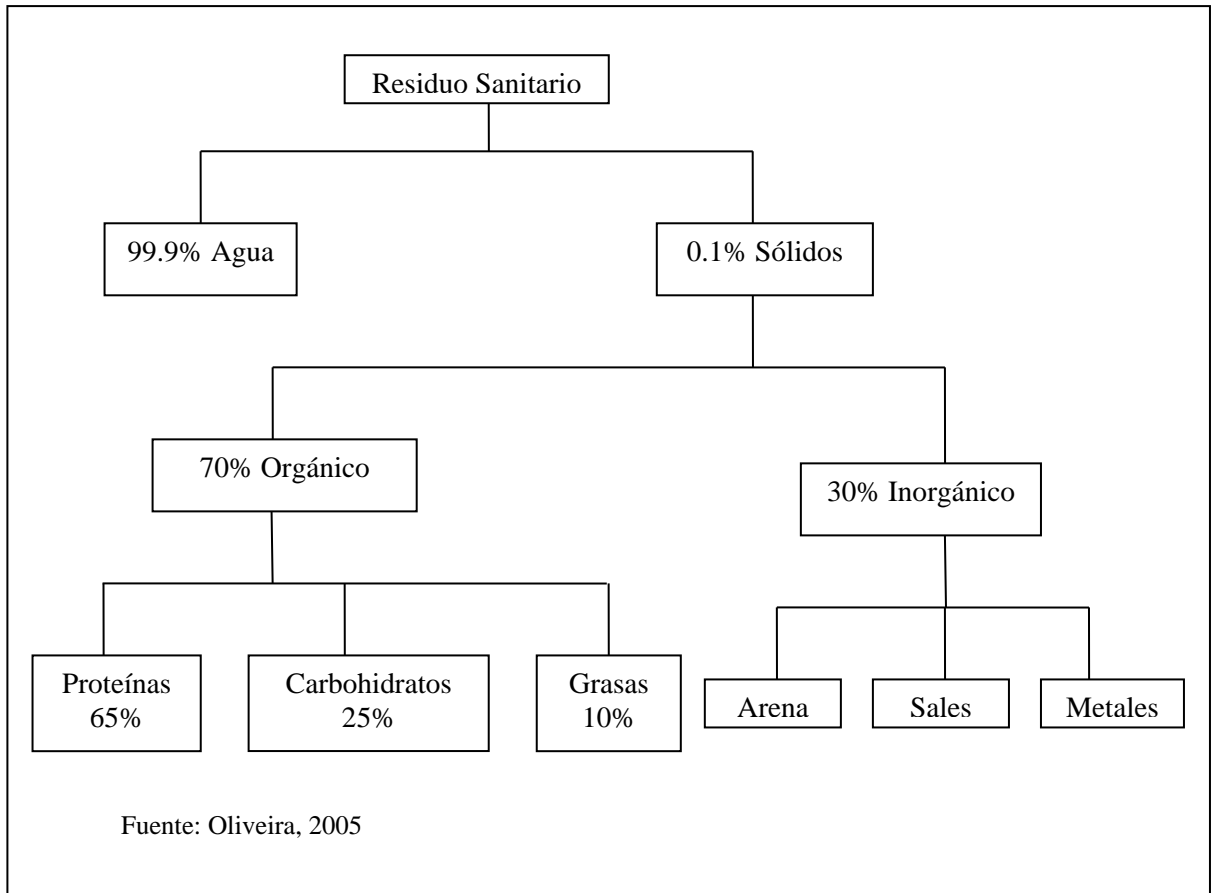
Tabla 3.2. Composición Típica de las Aguas Residuales Domésticas.

Constituyente	Concentración (mg/L)		
	Fuerte	Media	Débil
Sólidos Totales	1200	700	350
DBO	300	200	100
DQO	1000	500	250

Fuente: Metcalf - Eddy, 1981

En climas cálidos el 0.1% del agua residual está constituido por sólidos, el 99.9% restante está compuesto de agua (ver Figura 3.1).

Figura 3.1. Composición Típica del Agua Residual Doméstica



A pesar de representar apenas el 0.1% del agua residual, el material sólido es la característica física más importante para el dimensionamiento y operación de unidades de tratamiento.

Los sólidos totales en el agua residual se definen como la materia sólida que permanece como residuo después de la evaporación a 103°C. Cuando este residuo es calcinado a 550°C, las sustancias orgánicas se volatilizan y las minerales permanecen en forma de ceniza: sólidos volátiles y sólidos fijos respectivamente. Los sólidos volátiles representan

un estimativo de la materia orgánica presente en el agua y los sólidos fijos representan la materia inorgánica.

La fracción orgánica de los sólidos está compuesta de proteínas, carbohidratos y grasas. Estos componentes, particularmente los dos primeros, sirven como excelente alimento para las bacterias. Estos organismos microscópicos son ampliamente utilizados en los tratamientos biológicos de los residuos sanitarios.

La forma más utilizada para medir la cantidad de materia orgánica presente en el agua residual es a través de la determinación de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). Este parámetro mide la cantidad de oxígeno necesario para estabilizar biológicamente la materia orgánica biodegradable presente en una muestra, después de cinco días a una temperatura promedio de 20°C, es por tanto una medida indirecta del grado de contaminación del agua.

Otra forma de medir la cantidad de materia orgánica es a través de la Demanda Química de Oxígeno (DQO). Este ensayo de laboratorio determina la cantidad de oxígeno necesaria para oxidar la fracción orgánica presente en una muestra que sea oxidable por el permanganato o dicromato de potasio en solución acida. La DQO incluye todos los tipos de demandas de oxígeno, incluida la DBO. Además, permite obtener resultados en apenas dos horas, tiempo mucho menor al que se emplea en la DBO.

Según MARA 1976, (citado por Oliveira 2005), el cociente entre DBO y DQO para residuo sanitario es de aproximadamente 0.5. La literatura Brasileira basada en varias investigaciones realizadas en los últimos años ha confirmado este cociente, con una variación entre 0.4 y 0.5.

ROJAS (2004), reporta relaciones de DBO/DQO óptimas para hacer tratamiento biológico de aguas residuales en términos de un factor de biodegradabilidad (f_b), el cual tiene en cuenta las interferencias que se presentan en la prueba de la DQO, dicho factor se obtiene por medio de la expresión:

$$f_b = \text{DBO}_5 / (0.65 * \text{DQO})$$

Según el resultado obtenido de la anterior expresión, se determina si un afluente presenta buenas condiciones para ser tratadas biológicamente, en la Tabla 3.3 se presentan las condiciones de biotratabilidad para diferentes factores.

Tabla 3.3 Factores de Biodegradabilidad

Factores de Biodegradabilidad	Condición de Biotratabilidad	Ejemplo de Efluentes
Entre 0.80 y 0.90	Muy buena	Residuos Domésticos
Entre 0.70 y 0.80	Buena	Refrigerantes
Entre 0.60 y 0.70	Media	Curtiembres
Entre 0.40 y 0.50	Media/Baja	Textiles
Entre 0.20 y 0.40	Muy Baja	Celulosa/Pesticidas
Menor a 0.20	No Biodegradable	-

Fuente: Rojas (2004)

Otros parámetros importantes en la caracterización de los residuos sanitarios son el pH y la temperatura. La presencia de nutrientes como el fósforo y el nitrógeno, también son importantes para el control de los procesos de eutroficación, cuando es necesario.

El pH, potencial hidrogeniónico, representa la concentración de iones hidrogeno H^+ , dando una indicación sobre la condición de acidez, neutralidad o alcalinidad del agua. Puede variar de 0 a 14 y no tiene unidades.

El estudio de este parámetro es importante para el control de los procesos de tratamiento del agua residual. Valores de pH alejados del pH neutro ($pH=7$) pueden afectar el

crecimiento de los microorganismos. Según Foresti (1998), (citado por Rivera, 1998), el pH óptimo para la digestión anaerobia es de 6.8 a 7.5, sin embargo el proceso continúa sucediendo bien en el límite de 6.0 a 8.0.

La temperatura es importante ya que cuando se eleva aumentan la tasa de las reacciones bioquímicas, disminuye la solubilidad de los gases y aumenta la tasa de transferencia de gases, causando olores desagradables.

Los residuos sanitarios también pueden ser clasificados con relación a la concentración de materia orgánica, medida a través de DBO y DQO. Según este punto de vista los residuos se clasifican de acuerdo a la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Clasificación del Agua Residual según su Concentración de DBO y DQO MARA 1976, (citado por Oliveira 2005)

Clasificación de la Concentración	DBO (mg/l)	DQO (mg/l)
Bajo	<200	<400
Medio	350	700
Fuerte	500	1000
Muy fuerte	>750	>1500

De acuerdo a las características del agua residual y del uso que se le quiera dar al efluente (recreación, irrigación, abastecimiento de agua, pesca, conservación del medio acuático, entre otros) depende el tipo de tratamiento a ser utilizado teniendo en cuenta los aspectos técnicos, económicos y financieros.

Existe una gran variedad de alternativas de tratamiento de aguas residuales que deben ser seleccionadas en función de las condiciones locales, lo cual significa que serán diferentes para países desarrollados y en desarrollo, en los que influyen factores como: los costos de construcción, sostenibilidad, facilidad de operación, costos de mantenimiento y operativos.

3.2 SISTEMAS DE TRATAMIENTO

Dependiendo de la carga orgánica vertida, las aguas residuales provocan la degradación del ambiente (suelo, agua y aire). En algunos casos, el medio demuestra tener las condiciones de recibir y descomponer los contaminantes hasta alcanzar un nivel que no cause problemas o alteraciones que perjudiquen el ecosistema local y sus alrededores. Este hecho demuestra que la naturaleza tiene condiciones de promover el tratamiento de las aguas residuales, desde que no ocurran sobrecargas y que haya buenas condiciones ambientales que permitan la evolución, reproducción y crecimiento de organismos que descompongan la materia orgánica.

El objetivo del tratamiento de aguas residuales es modificar las características del agua de tal forma que el efluente tratado, cumpla con los requisitos especificados en la legislación para ser vertido en un cuerpo receptor sin causar impactos adversos en el ecosistema o pueda ser reutilizado en otras actividades económicas. Básicamente, incluye la reducción de sólidos, materia orgánica, nutrientes y organismos patógenos.

Las diferentes alternativas de tratamiento aplicables, están compuestas por una combinación de operaciones físicas, procesos químicos y procesos biológicos unitarios (Metcalf & Eddy, 1995).

Los tratamientos de aguas residuales han sido clasificados en sistemas preliminares, primarios, secundarios y avanzados. Los sistemas preliminares o de pretratamiento constan de una estructura que permite eliminar los excesos de agua en épocas de invierno ya que los sistemas de alcantarillado generalmente son combinados, y una cámara retenedora de sólidos gruesos y sedimentables debido a que en el recorrido que hace el agua residual por las redes de alcantarillado puede permitir el ingreso de partículas discretas que por el escurrimiento superficial y las conexiones erradas son motivo de preocupación ya que pueden taponarlas. Otra acción importante dentro de esta estructura es la retención de basuras, trapos, palos, en una reja gruesa que permite retirar estos desechos que de una u otra forma pueden taponar las siguientes unidades de tratamiento.

Los tratamientos primarios permiten remover principalmente los contaminantes sedimentables, algunos sólidos suspendidos y flotantes a través de procesos físicos y en algunos casos químicos. Pueden remover desde 40 a 55% de los sólidos en suspensión (SST) y de 25 a 35% de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). Entre las estructuras de tratamiento primario se caracterizan los sedimentadores, los tanques de flotación, tanques Imhoff y tanques de precipitación química. La estructura utilizada en la mayoría de los casos en el departamento del Cauca, es un tanque séptico dotado de dos compartimientos que permiten en el primero las condiciones favorables para el desarrollo de los microorganismos anaerobios, bajo la influencia de mecanismos de sedimentación y el segundo actúa como una trampa de grasas (Minambiente, 2002).

Por su parte, los tratamientos secundarios permiten remover la materia orgánica soluble y suspendida fundamentalmente mediante procesos biológicos (acción de microorganismos). Pueden remover hasta 85% de la DBO y de los sólidos suspendidos, además de cantidades variables de nitrógenos, fósforo, metales pesados y bacterias patógenas. Las estructuras de tratamiento secundario más comunes son: Lagunas de estabilización, Lodos activados convencionales y modificados, filtros percoladores y anaeróbicos, reactores anaeróbicos de flujo pistón, UASB, biodiscos, entre otros (Minambiente, 2002).

Finalmente, se tienen los tratamientos terciarios o avanzados, los cuales permiten el refinamiento de los efluentes del tratamiento secundario por medio de procesos más complejos de carácter fisicoquímico y biológico. Se busca por lo general remover los remanentes de nitrógeno, fósforo, orgánicos e inorgánicos disueltos y acondicionar los lodos procedentes de los tratamientos para su aprovechamiento o disposición final (Minambiente, 2002).

3.3 TRATAMIENTO ANAEROBIO DE AGUAS RESIDUALES

El tratamiento biológico de aguas residuales supone la remoción de contaminantes mediante actividad biológica. La actividad biológica se aprovecha para remover

principalmente sustancias orgánicas biodegradables, coloidales o disueltas, del agua residual, mediante su conversión en gases que escapan a la atmósfera y en biomasa extraíble mediante sedimentación. La actividad biológica también se usa para remover nitrógeno y fósforo del agua residual.

Existen cuatro grupos principales de procesos biológicos: procesos aerobios, procesos anóxicos, procesos anaerobios y procesos combinados, aerobios con anóxicos o con anaerobios.

La digestión anaerobia es un proceso biológico natural y se desarrolla en ausencia de oxígeno molecular, en él, las poblaciones bacterianas interactúan estrechamente para promover la fermentación estable y autorregulable de la materia orgánica, de la cual resultan principalmente el gas metano y dióxido de carbono como productos finales.

Según CHERNICHARO et al. (2001), las grandes ventajas de los procesos anaerobios son:

- Baja producción de lodos, cerca de 5 a 10 veces menor a la que ocurre en los procesos aerobios.
- Bajo consumo de energía y de costos operacionales.
- Se emplean áreas pequeñas.
- Bajos costos de implementación.
- Producción de metano, un gas combustible con alto poder calorífico.
- Posibilidad de preservación de la biomasa sin alimentar el reactor por varios meses.

Los reactores biológicos son las principales unidades en una estación de tratamiento de aguas residuales, sin embargo aisladamente no satisfacen la totalidad de los requisitos para la remoción de todos los constituyentes de las aguas residuales. Por esto muchas veces son necesarias las combinaciones de reactores biológicos con diferentes configuraciones para cumplir los requisitos de calidad del efluente.

El ejemplo clásico de combinación de reactores anaerobios es el sistema formado por el tanque séptico seguido de un filtro anaerobio. El tanque séptico tiene por finalidad principal

retener los sólidos inorgánicos y orgánicos por sedimentación. Estos últimos constituyen parte de la DBO total, la fracción más particulada de estos sólidos con el tiempo será digerida anaeróbicamente en el fondo del tanque. La fracción más soluble de la DBO total será posteriormente tratada en el filtro anaerobio, que por su configuración es más adecuado para el tratamiento de aguas residuales con previa remoción de sólidos suspendidos. La excesiva cantidad de estos constituyentes provocaría en corto tiempo la colmatación del lecho, lo que podría causar un mal desempeño e incluso su colapso.

3.4 TANQUE SEPTICO

También conocido como pozo séptico, es un dispositivo de tratamiento localizado de aguas residuales, utilizado por comunidades que generan caudales relativamente pequeños y empleado en áreas urbanas desprovistas de sistemas de alcantarillado.

De acuerdo con JORDÃO y PESSÔA (1995), (citado por Oliveira 2005), los tanques sépticos son sistemas para tratamiento primario. Son compartimientos cerrados en donde los residuos son retenidos por un tiempo previamente determinado.

Los tanques sépticos son reactores biológicos anaerobios, donde se dan las reacciones químicas con interferencia de microorganismos, los cuales participan activamente en la degradación de la materia orgánica. En estos tanques el agua residual es tratada en ausencia de oxígeno libre (ambiente anaerobio), ocurriendo la formación de una biomasa anaerobia (lodo anaerobio) y formación de biogás, que es compuesto principalmente de metano y gas carbónico.

Sus principales funciones son: retener los residuos domésticos y/o industriales por un periodo determinado, permitir la sedimentación de sólidos, descomposición de parte del material orgánico y retención del material grueso.

Según ANDRADE NETO et al.(1999), (citado por Oliveira 2005), los tanques sépticos tienen eficiencias situadas entre 40 y 70% de remoción de DQO y DBO, y 50 a 80% de

remoción de SST. Estas eficiencias dependen de varios factores: la carga orgánica, carga hidráulica, geometría, temperatura y condiciones de operación.

3.5 FILTRO ANAEROBIO

La aplicación de la tecnología de filtros anaerobios fue divulgada con las experiencias realizadas en la década de los 60 por los americanos Young y McCarty, en el Brasil fueron realizadas experiencias en el año 1977 en unidades piloto en la Universidad de São Paulo, en las cuales fueron comprobados los resultados presentados por Young y McCarty. CAMPOS (2000), (citado por Oliveira 2005).

El filtro anaerobio de flujo ascendente es una tecnología que utiliza un proceso de crecimiento adherido, para el tratamiento de residuos solubles. De los sistemas de tratamiento anaerobio es el más sencillo de mantener porque la biomasa permanece como una película microbial adherida y porque como el flujo es ascensional, el riesgo de taponamiento es mínimo.

El filtro anaerobio está constituido por un tanque o columna, relleno con un medio sólido para soporte del crecimiento biológico anaerobio. El agua residual es puesta en contacto con el crecimiento bacterial anaerobio adherido al medio, y como las bacterias son retenidas sobre el medio y no salen en el efluente, es posible obtener tiempos de retención celular del orden de cien días con tiempos de retención hidráulica cortos.

El proceso produce una cantidad mínima de lodo, el filtro anaerobio usa como medio de soporte de crecimiento piedras, anillos de plástico o bioanillos plásticos, colocados al azar. La mayor parte de la biomasa se acumula en los vacíos intersticiales existentes entre el medio. El medio permanece sumergido en el agua residual, permitiendo una concentración de biomasa alta y un efluente clarificado; el proceso se ha usado a bajas temperaturas, pero preferiblemente la temperatura debe ser mayor de 25°C (Romero, 1999).

El arranque de un proceso de crecimiento adherido puede ser más lento que el de un proceso de crecimiento suspendido, puede demorar unos seis meses en aguas residuales de baja concentración y de temperatura baja.

Sin embargo, el filtro anaerobio es poco sensible a variaciones de carga hidráulica y a la operación discontinua pues el medio retiene los sólidos y la biomasa formada en él (Romero, 1999).

La utilización de filtros anaerobios como tratamiento complementario de efluentes de tanques sépticos ha sido bastante difundido en el Brasil, en donde se han obtenido conclusiones tales como, si se va a utilizar material sintético como medio de soporte, se recomienda un TRH ≥ 12 horas y para grava ≥ 18 horas. Si TRH > 24 horas se obtienen eficiencias elevadas, cuando el TRH esta próximo al límite inferior se presenta inestabilidad en el proceso; aunque cabe anotar que estos reactores siguen siendo centro de investigación como unidades de tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales (Jácome y Marín, 2001). Se ha encontrado que estos filtros logran remociones de DBO del 80%, con lechos de piedra de 4 a 7 cm de diámetro y altura de 1.20m (Romero, 1999).

Los filtros anaerobios pueden tener varias formas, configuraciones y dimensiones, lo importante es que se obtenga una buena distribución del flujo por el medio filtrante y un buen desempeño funcional.

Pueden tener flujo ascendente, descendente u horizontal. En la Tabla 3.5 se observan las características de los filtros anaerobios de acuerdo al sentido del flujo.

Tabla 3.5 Características de los Filtros Anaerobios de Acuerdo al Sentido del Flujo.

Características Generales		
Flujo Ascendente	Flujo Descendente	Flujo Horizontal
<ul style="list-style-type: none"> - Mayor retención del lodo - Buen tiempo de contacto entre el agua residual y el biofilm. -Propician alta eficiencia y no permiten el arrastre de sólidos en el efluente. -Son más indicados para agua residual con bajas concentraciones. -Mayores riesgos de obstrucción en los intersticios del medio. 	<ul style="list-style-type: none"> - Presentan facilidades para remoción del lodo. -Menor riesgo de obstrucción del lecho. -Pueden recibir residuos con mayor concentración de sólidos. - Indicado para altas y bajas cargas orgánicas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Funciona con características intermedias entre el flujo ascendente y descendente. -Mayor dificultad en la distribución del flujo. - Desempeño diferenciado a lo largo del lecho. - Concentración de lodo en exceso y dificultades para su remoción. - Debe ser usado con bajas cargas orgánicas.

Fuente: Oliveira 2005.

Es importante tener en cuenta que los filtros anaerobios de flujo ascendente pueden presentar graves problemas de taponamiento, por lo que se recomienda eliminar los sólidos suspendidos atrapados en los intersticios del medio para evitar el taponamiento y mantener la eficiencia (Rivera, 1998).

Desde la década de los 80, los filtros anaerobios han sido bastante investigados en el Brasil, principalmente asociados al tanque séptico. COUTO y FIGUEIREDO (1992), (citado por Oliveira 2005) comparan tres tipos de filtro anaerobio: uno con relleno de grava, otro con relleno de anillos plásticos y el último con anillos de bambú. Las eficiencias obtenidas fueron bastante semejantes entre sí variando de 60 a 80% en la remoción de DBO y de DQO, con un tiempo de retención hidráulico de 8 horas.

PINTO y CHERNICHARO (1996), (citado por Oliveira 2005) monitorearon un filtro con 30 cm de diámetro interno, altura total de 1.50 m y altura del lecho filtrante de 1 m. las eficiencias globales para un tiempo de retención hidráulico entre 6 y 24 horas, variaron entre 60 y 70% en términos de DBO y DQO.

Entre los estudios que utilizan la asociación de los filtros con otros reactores anaerobios principalmente el tanque séptico, se destacan las experiencia de VIEIRA y ALÉM SOBRINHO (1983) y OLIVEIRA (1983), (citado por Oliveira 2005).

VIEIRA y ALÉM SOBRINHO (1983), experimentaron un sistema tanque séptico – filtro anaerobio con un tiempo de retención hidráulico de 10 a 11 horas en el filtro, obteniendo una eficiencia global del orden de 85% en la remoción de DBO y de 76% en la remoción de DQO.

OLIVEIRA (1983), estudió un sistema de tanque séptico con dos cámaras en serie asociado a un filtro anaerobio ascendente. El sistema fue alimentado durante 16 meses con agua residual y llego a las siguientes conclusiones: la remoción de DBO en la primera cámara fue de 70%, en la segunda cámara 75% y en el filtro se obtuvo el 85% para un tiempo no menor a 9.6 horas.

La tecnología de filtros anaeróbicos viene siendo impulsada en el departamento del Cauca a través de la CRC, como una alternativa factible tanto desde el punto de vista de eficiencia remocional como económico. La facilidad de operación y mantenimiento permite que los costos de funcionamiento sean bajos y puedan ser fácilmente asumidos por las propias comunidades.

Uno de los medios filtrantes que se han venido utilizando en el Departamento del Cauca es la grava de 3, 2 y 1 pulgada (CRC, 2003). Este tipo de medio puede originar problemas de obstrucción y de desgaste del material por desprendimiento de carbonatos principalmente y además no se conoce la variación real de la producción de lodos respecto a la capacidad de

almacenamiento potencial de los filtros, lo que es fundamental para controlar la eficiencia en la remoción de los sólidos suspendidos y evitar el arrastre de los lodos con el efluente, por lo que es necesario extraerlos periódicamente ya sea por gravedad o por bombeo.

3.6 LAVADO DE LOS FILTROS

Esta operación consiste en suspender la filtración y hacer fluir agua a través del lecho, en sentido contrario al de la filtración, con el fin de eliminar todo el lodo retenido en el medio filtrante y que el filtro recupere las condiciones que le permitan efectuar una nueva operación de filtración.

La mayoría de los problemas del filtro se originan en un lavado deficiente que no produce el desprendimiento del lodo que se encuentra en los intersticios del medio filtrante. La velocidad del agua de lavado debe ser suficiente para remover y arrastrar todo el lodo que ha retenido el filtro, pero no tan alta que produzca el desprendimiento de la película o biofilm que recubre las partículas de grava.

El operador debe tener mucho cuidado en la operación de lavado de los filtros con el fin de obtener una limpieza efectiva del lecho y evitar problemas como la formación de bolas de barro.

El problema de la formación de las bolas de barro depende de la aglomeración del lodo no removido durante las operaciones anteriores de lavado. Este material adherido al medio, hace que se formen bolas de barro cada vez más grandes que pueden taponar el filtro (Rodríguez, 1995).

En la literatura no se reporta información sobre velocidades de lavado de filtros anaerobios de flujo ascendente, sin embargo valores de 15 a 20 m/h son reportados como adecuados para el lavado de filtros en grava de flujo ascendente usados para el tratamiento de agua para consumo humano (GALVIS *et al*, 1999).

4. METODOLOGÍA

4.1 CONCEPCIÓN GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación se realizó en una planta a escala real, que utiliza la tecnología de filtración anaeróbica de flujo ascendente, para el tratamiento de las aguas residuales domésticas del municipio de Cajibío.

4.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO

El lugar donde se llevó a cabo el proyecto se encuentra en el área urbana del municipio de Cajibío, ubicado en el departamento del Cauca. A continuación se presentan una breve descripción del municipio:

Fundación: 1.560.

Población: 29.685 Habitantes

Situación Geográfica: Latitud Norte: 2° 37', Longitud Oeste: 76° 34'

Altitud: 1.765 m.s.n.m.

Temperatura Media: 19° C.

Extensión Territorial: 747 Km².

Principales Alturas: Cerros Pico de Águila y Trompa de Puerco, y altos Mojibío y Trueno; cuenta también en su jurisdicción con algunas extensas zonas planas ubicadas principalmente en las riberas del río Cauca. Cerros Pico de Águila y Trompa de Puerco, y altos Mojibío y Trueno; cuenta también en su jurisdicción con algunas extensas zonas planas ubicadas principalmente en las riberas del río Cauca.

Principales Ríos: Cauca, Cajibío, Cangrejo, Cofre, Dinde, La Pedregosa, Ortega, Palacé, Piendamó y Següengüito.

Base Economía: Aunque la agricultura y la ganadería son las principales fuentes económicas del municipio; la minería y la explotación forestal tienen una destacada participación.

Aspectos Geográficos: Sus territorios en buena parte son montañosos y su relieve corresponde a las cordilleras Occidental y Central, se encuentra localizado aproximadamente a 29 Km al norte de la ciudad de Popayán. Dada su conformación topográfica, ofrece los pisos térmicos medio y frío.

Figura 4.1 Ubicación del Municipio de Cajibío



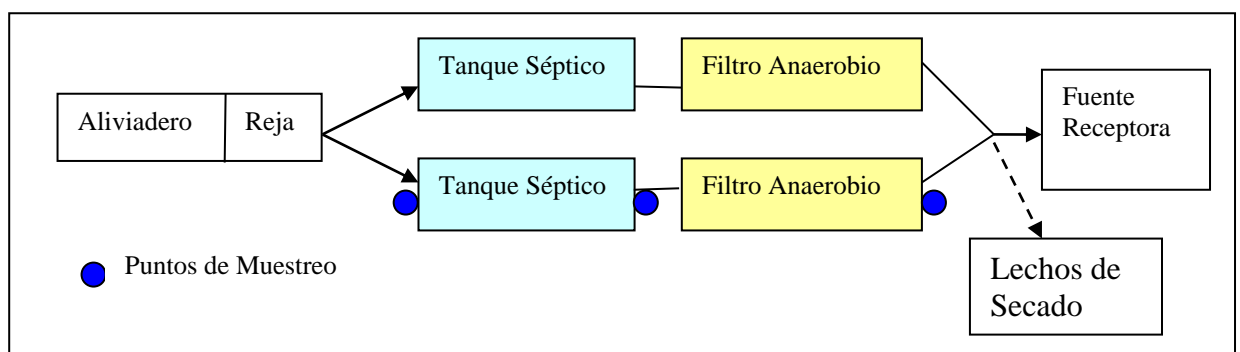
4.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

Esta población cuenta con un sistema de tratamiento de aguas residuales al que también le llegan las aguas lluvias. El sistema integrado de tratamiento de agua residual de Cajibío, cuyo flujograma se encuentra en la Figura 4.2, está constituido por: 1) Aliviadero, 2) Reja manual, 3) Dos unidades de tratamiento primario (Tanque séptico) 4) Dos unidades de tratamiento secundario (Filtro anaerobio de flujo ascendente) y 4) Lechos de secado.

Las aguas residuales llegan inicialmente a una cámara de entrada, donde se realiza el vertimiento de excesos (aliviadero) en época de lluvia, ya que el alcantarillado es de tipo combinado. Posteriormente las aguas residuales pasan por una reja de limpieza manual, unidad destinada a la remoción de sólidos gruesos los cuales son extraídos diariamente, luego a una cámara que permite la distribución del caudal en dos líneas de tratamiento, totalmente independientes, con capacidad para el tratamiento de las aguas residuales de 500 habitantes cada una.

En cada línea de tratamiento se tiene un tanque séptico, con la finalidad de retener fundamentalmente sólidos sedimentables y material flotante, y permitir la digestión del lodo sedimentado; seguido de un filtro anaerobio de flujo ascendente, donde se realiza el proceso biológico anaerobio de transformación de la materia orgánica en compuestos inorgánicos y biogás, y finalmente se tienen los lechos de secado que son la estructura en la cual se disponen los lodos después de ser extraídos de los filtros para ser deshidratados.

Figura 4.2 Flujograma del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales



Para una mejor comprensión de la configuración del sistema de tratamiento se presentan a continuación algunas fotografías.



Fotografía 1. Aliviadero – Canal de rejas – Distribución del flujo



Fotografía 2. Aliviadero



Fotografía 3. Canal de rejas



Fotografía 4. Tanques Sépticos – Filtros Anaerobios



Fotografía 5. Lechos de Secado

El estudio objeto de este proyecto se realizó en la línea derecha (en el sentido de flujo), constituyéndose esta en la unidad experimental del proyecto. Luego de una visita preliminar a la planta se encontró necesario efectuar mejoras en las instalaciones. Dichas mejoras se centraron en la instalación de medidores de caudal a la salida de la línea de flujo en estudio y estructuras para medir las pérdidas de carga en el filtro. En este sentido se requirió instalar un limnómetro, unos piezómetros y el tablero de piezómetros.

El *Tanque Séptico* es de forma rectangular, con unas dimensiones de 9m de largo, 3.20m de ancho y 1.80m de profundidad, cuenta con una tubería de ingreso en PVC de 6'' de diámetro y una tubería de salida de 4'', la estructura presenta un tabique ubicado a 2/3 de su inicio, lo que garantiza una mayor eficiencia en el proceso.

El *Filtro Anaerobio* también es de forma rectangular, con unas dimensiones de 10.60m de largo por 3.20m de ancho, tiene en la parte inferior dos tuberías sanitarias de 4'' de diámetro con perforaciones cada 25 cm y orificios de 5/8'' de diámetro que permiten la distribución del agua residual de abajo hacia arriba (flujo ascendente). En el interior se encuentra el medio filtrante, que consta de una capa inferior de 0.50m de altura con grava de 4'' de diámetro y una capa de 1.30 m de altura con grava de 3''. En la parte superior del

filtro se encuentra el sistema de recolección de agua compuesto por dos tuberías perforadas de diámetro 6”.

El sistema fue diseñado para tratar un caudal medio de 2.22 LPS y un caudal máximo de 7.65 LPS; con un tiempo de retención hidráulico en cada uno de los filtros anaerobios de 16 horas (CRC, 2003). Sin embargo, realizando un cálculo mas acorde con las dimensiones reales de las unidades existentes y considerando el caudal de diseño, este tiempo es de 9.16 horas para cada uno de los filtros, en la discusión de resultados se detallan la información utilizada para este cálculo.

El lavado del filtro se realiza cada 15 días, con el fin de extraer los lodos para lo cual se aprovechan las condiciones topográficas del terreno. Este proceso se realiza mediante la suspensión del flujo ascendente en el filtro y la apertura de una válvula que permite evacuar el agua contenida en el filtro junto con los lodos gracias a la carga hidrostática que se tiene y la gravedad, los lodos extraídos son dispuestos en los lechos de secado donde se deshidratan.

Para alcanzar los objetivos propuestos en esta investigación se siguió la siguiente metodología:

•Instalación de Piezómetros

Para la determinación de la pérdida de carga se instalaron seis piezómetros, uno de ellos se ubico en el tubo de 4” que conduce el agua del tanque séptico hacia el fondo del filtro y permitió medir la carga inicial, cuatro piezómetros se distribuyeron uniformemente en el medio filtrante cada 45 cm con el fin de determinar las cargas en diferentes alturas del filtro, el piezómetro restante se ubicó sobre la grava permitiendo medir la carga final en la unidad en estudio. En la Figura 4.3 se muestra la distribución de los piezómetros.



Durante la primera carrera de filtración la cual fue de tipo exploratoria, se presentó el taponamiento del piezómetro cuatro, ubicado en el fondo del filtro razón por la cual no fue posible hacer mediciones de carga en este punto así como tampoco hacer recolección de muestras para la determinación de parámetros de calidad de agua. Por lo anterior se tomó el piezómetro ubicado en el tubo que sale del tanque séptico como el numero cuatro.

•Puntos y Tiempo de Muestreo

Para evaluar el comportamiento de cada unidad perteneciente al sistema integral de tratamiento, se determinaron como puntos de muestreo la entrada y salida del tanque séptico, la salida del filtro anaerobio y los piezómetros 1, 2, 3, 4 (Figura 4.3), de los que se tomaron muestras simples para ser analizadas posteriormente en el laboratorio.



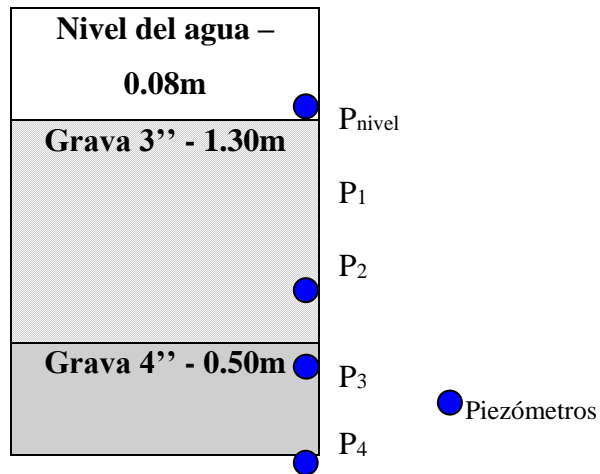
En la siguiente tabla se muestra la nomenclatura utilizada en este trabajo para los diferentes puntos de toma de mediciones de pérdidas de carga así como también muestras para análisis de laboratorio.

Tabla 4.1 Nomenclatura de los Puntos de Muestreo

Puntos de Muestreo		Nomenclatura
Entrada tanque septico		ETS
Salida Tanque septico		STS
Drenaje (Tubo que conecta TS y FAFA)		P4
Medio Filtrante	0.45 m del fondo	P3
	0.90 m	P2
	1.35 cm	P1

	1.80 m	P nivel
Salida Filtro		SFAFA

Figura 4.3 Ubicación de los Piezómetros en el Lecho Filtrante



En la Tabla 4.2 se describen los parámetros, la frecuencia y los puntos de muestreo que se tuvieron en cuenta para realizar la evaluación del sistema de tratamiento.

Tabla 4.2 Parámetros, Frecuencia y Puntos de Muestreo

Parámetro	Frecuencia	Punto de Muestreo
Temperatura	3 veces/ semana	ETS, STS, SFAFA
pH	3 veces/ semana	ETS, STS, SFAFA, P ₁ ,P ₂ ,P ₃ ,P ₄
DBO (mg/l)	3 veces/ carrera	ETS, STS, SFAFA, P ₁ ,P ₂ ,P ₃ ,P ₄
DQO (mg/l)	3 veces/ semana	ETS, STS, SFAFA, P ₁ ,P ₂ ,P ₃ ,P ₄
ST (mg/l)	3 veces/ semana	ETS, STS, SFAFA,

		P ₁ ,P ₂ ,P ₃ ,P ₄
SFT (mg/l)	3 veces/ semana	ETS, STS, SFAFA, P ₁ ,P ₂ ,P ₃ ,P ₄
SVT (mg/l)	3 veces/ semana	ETS, STS, SFAFA, P ₁ ,P ₂ ,P ₃ ,P ₄

•Comportamiento Hidráulico

Para evaluar el comportamiento hidráulico del filtro anaeróbico de flujo ascendente maduro durante su carrera de filtración, se tomaron en cuenta los parámetros, la frecuencia y los puntos de muestreo que se describen en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Parámetros, Frecuencia y Puntos de Muestreo

Parámetro	Frecuencia	Punto de Muestreo
Caudal	6 veces/ semana	SFAFA
Pérdida de Carga	6 veces/ semana	P ₁ ,P ₂ ,P ₃ ,P ₄ y P _{nivel}
Velocidad de Lavado	1 vez/ carrera	—

Caudal, para su determinación fue necesario realizar una calibración del tubo final que conduce el efluente del filtro a la fuente receptora, la cual se hizo mediante un aforo volumétrico en el que se varió el caudal de salida obteniendo así para cada medición una altura de lamina de agua en el tubo, la que se midió por medio de un limnómetro.

Del aforo volumétrico se obtuvo una curva de calibración que se muestra en el Anexo 1, que permitió obtener el caudal para cada tirante de agua medido con el limnómetro.

Pérdida de carga, para su determinación fue necesario sacar una pequeña cantidad del medio hasta una profundidad de 1.80m, con el fin de instalar los piezómetros cada 45 cm los que permitieron medir la altura de carga en un tablero milimetrado y así encontrar la pérdida de carga.

Tiempo Teórico de Retención Hidráulica, se determinó tanto para el tanque séptico como para el filtro anaerobio utilizando las medidas reales de cada uno de ellos y el caudal medido a la salida de la línea de tratamiento estudiada, mediante la ecuación de caudal $Q = V/t$ donde V es el volumen y t el tiempo de retención.

Velocidad de Lavado, se estudiaron tres eventos de lavado, en los cuales se midieron varias velocidades por medio de las distancias y el tiempo de descenso del agua en el piezómetro mas profundo en el medio, de las cuales se obtuvo un promedio.

Con el fin de conocer el grado de degradabilidad que posee el lodo extraído del FAFA se caracterizó el efluente del lavado durante aproximadamente 12 minutos que es el tiempo de duración de esta operación. Para realizar esta caracterización se tomaron muestras de lodo aproximadamente cada minuto.

Para estudiar el impacto generado por la extracción de los lodos sobre la operación y el mantenimiento del filtro anaeróbico se tomaron en cuenta variables de control (Tabla 4.4).

Tabla 4.4 Variable y Frecuencia

Variable	Frecuencia
DBO (mg/l)	6 veces/ lavado
DQO (mg/l)	10 veces/ lavado
SST (mg/l)	10 veces/ lavado
SSV (mg/l)	10 veces/ lavado
SSF (mg/l)	10 veces/ lavado
pH	11 veces/ lavado

4.4 ANÁLISIS DE LABORATORIO

Una vez obtenidas las muestras (simples) se procedió a realizar los análisis, el mismo día de su recolección en el laboratorio de Ingeniería Ambiental de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca.

Todos los análisis fueron realizados siguiendo las técnicas, procedimientos y recomendaciones del Standard Methods, los reactivos utilizados fueron de grado analítico de diferentes marcas, entre ellas carlo erba, RA chemical, fisher y mallinckrodt. El material de vidriería usado fue de clase A y clase B.

En la Tabla 4.5 se definen los equipos y métodos utilizados para realizar los análisis de laboratorio.

Tabla 4.5 Métodos y Equipos de Análisis de Laboratorio

Análisis	Equipo utilizado	Método numero*
Temperatura	Termómetro	
DBO ₅	Botellas winkler, nevera incubadora de DBO ₅ marca hach, plancha agitadora marca ceramag midi, entre otros.	5210 B
DQO	Reactor de DQO, espectrofotómetro Hach dr 2010, celdas (tubos) de orosilicatos 16X100-mm.	5220 D método calorimétrico reflujo cerrado
pH	pH meter marca Handy Lab 1	4500 B
ST	Estufa eléctrica de boquilla, cápsulas de porcelana.	2540 B
SF	Mufla a 550°C marca Industria terrigeno modelo D8	2540 E
SV		

* Standard Methods for the Examination of Water and Wasterwater. 20th Edition. Washington. Tomado de APHA, AWWA, WEF (1998).

4.5 MANEJO DE LA INFORMACIÓN

Los datos de campo y de laboratorio obtenidos en la fase experimental fueron almacenados en tablas de datos para después ser manejadas y organizadas en hojas electrónicas de Microsoft Excel 2003, con los cuales se elaboraron gráficas de tendencia con respecto a eficiencias remocionales, pérdidas de carga entre otras.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para el desarrollo de este estudio se monitorearon cuatro carreras de filtración con una duración de quince días cada una, cuyas fechas se muestran en la Tabla 5.1. La primera carrera se consideró exploratoria para determinar diluciones y realizar ajustes al proceso de seguimiento, por lo cual la información no será presentada para la discusión de los resultados, para ello se consideran los datos de las carreras II, III y IV que presentan una mayor confiabilidad.

Durante las carreras II y III se obtuvo información de parámetros hidráulicos y de calidad de aguas, en la carrera IV solo se recogió información de los parámetros hidráulicos caudal y pérdida de carga.

Tabla 5.1 Duración de las Carreras de Filtración

Carrera de Filtración	Fecha
Carrera I	Abril 1 – Abril 15
Carrera II	Abril 16 – Abril 30
Carrera III	Mayo 1 – Mayo 15
Carrera IV	Mayo 16 – Mayo 30

Con la finalidad de conocer el comportamiento de las diferentes unidades de tratamiento, se presentan a continuación, los resultados obtenidos durante la fase experimental, de acuerdo con la siguiente secuencia:

- Características generales del agua residual doméstica
- Comportamiento hidráulico del filtro anaerobio en términos de caudal, pérdidas de carga y su recuperación.
- Comportamiento de las unidades de tratamiento en función de los parámetros: Temperatura y pH, Sólidos y Materia Orgánica en términos de DQO y DBO.

5.1 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL CRUDA

Las características promedio del agua residual cruda del municipio de Cajibío, obtenidas durante el desarrollo de la evaluación del sistema integral de tratamiento se muestran en la Tabla 5.2, dichas características son semejantes a las típicas reportadas en la revisión de literatura para agua residual doméstica Colombiana por Romero, 1999.

Tabla 5.2 Características del agua residual cruda

Parámetro	Unidad	Numero de Datos	Rango	Promedio
Temperatura	°C	12	18.8-22.6	20.19
pH	Und.	12	7.12-6.80	-
Sólidos totales	mg/L	11	715-378	570
DQO	mg/L	12	788-395	553
DBO	mg/L	5	289-237	262
Relación DBO/0.65 DQO	-	-	-	0.73

Algunos investigadores como Rojas, 2004, reportan relaciones de DBO/DQO óptimas para hacer tratamiento biológico de aguas residuales en términos de un factor de biodegradabilidad, el cual es un importante indicador de las características de biotratabilidad de un afluente. En la revisión de literatura se reportan dichos factores.

En este estudio se encontró que el agua presenta un factor promedio de biodegradabilidad de 0.73, lo que indica que su condición de biotratabilidad es buena, por lo tanto el proceso anaerobio que se emplea es una buena alternativa para su tratamiento.

5.2 COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO

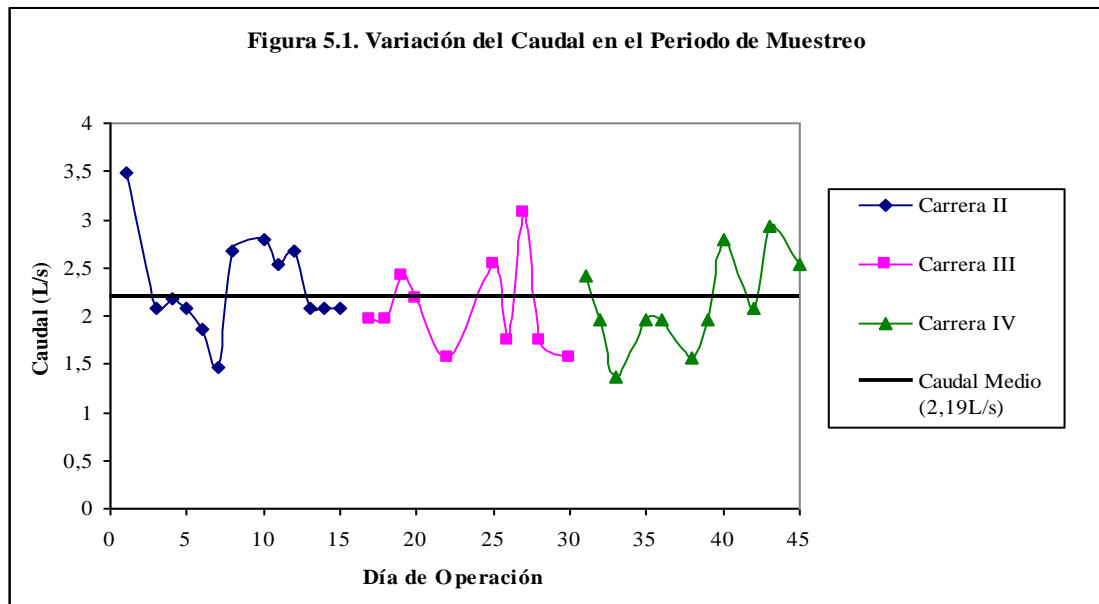
5.2.1 Variación del Caudal

La variación de caudal para la segunda, tercer y cuarta carrera se presenta en la Figura 5.1 mientras que en la Tabla 5.3 se presentan las estadísticas descriptivas de este parámetro para las tres carreras y en el Anexo 2 se registran los datos de altura de lámina de agua con su respectivo caudal para cada día de operación, aclarando que las mediciones se hicieron a diferentes horas cada día.

Tabla 5.3 Estadísticas Descriptivas del Caudal Tratado por el FAFA (datos en L/s)

Parámetro Estadístico	Carrera II	Carrera III	Carrera IV
Promedio	2.31	2.07	2.14
Desviación Estándar	0.51	0.48	0.48
Máximo	3.49	3.06	2.93
Mínimo	1.46	1.56	1.37
Número de datos	13	10	11

En la Figura 5.1 se observa claramente que el caudal presentó variaciones a lo largo de las tres carreras de filtración estudiadas. Dado que el diseño del sistema no permite un control del caudal de entrada a cada unidad, la evaluación tuvo que ser realizada bajo estas condiciones. La curva del caudal no presenta una tendencia a disminuir en el transcurso de las diferentes carreras de filtración, lo cual es un indicador de que el FAFA aun conserva capacidad de conductividad hidráulica, que podría indicar también una baja o moderada obstrucción del filtro. Una discusión más profunda se da con el análisis de pérdida de carga.



El caudal promedio tratado por la unidad es mayor al considerado en el diseño (1.11 LPS por unidad), en aproximadamente el doble. Esto tiene implicaciones sobre dos aspectos: tiempos de retención y pérdidas de carga. Los tiempos de retención son menores al considerado originalmente en el diseño, el cual, según CRC 2003, es de 16 horas, sin embargo realizando un cálculo mas acorde con los dimensiones reales y considerando el caudal de diseño, este tiempo es de 9.16 horas, como se muestra en la Tabla 5.4

Tabla 5.4 Dimensionamiento del Tanque Séptico y el Filtro Anaerobio

	Tanque Séptico	Filtro Anaerobio
Largo (m)	9.0	10.6
Ancho (m)	3.20	3.20
Profundidad del Medio (m)	-	1.80
Altura del Agua (m)	1.80	0.05
Volumen de agua (m ³)	51.84	31.38
Caudal (L/s)	Ver tabla 5.5	Ver tabla 5.5
TRH Teórico (horas)		

Los tiempos teóricos de retención estimados para cada carrera se muestran en la Tabla 5.5. Se reportan los datos de tiempo de retención hidráulica para cada carrera, los cuales fueron calculados teniendo en cuenta las dimensiones reales del tanque séptico y el filtro y los caudales reales promedio de cada carrera. También se consideró la porosidad de la grava del 50%.

Tabla 5.5. Tiempo de Retención Hidráulica para cada Carrera.

Carreras	Tanque séptico			Filtro Anaerobio		
	II	III	IV	II	III	IV
Caudal	2.31	2.07	2.14	2.31	2.07	2.14
TRH (Horas)	6.2	7.0	6.7	3.9	4.3	4.2

Como se puede apreciar en la Tabla 5.5 los tiempos teóricos de retención son inferiores en aproximadamente la mitad del considerado para el diseño, alcanzando escasamente las cuatro horas. En este sentido, la utilización de filtros anaerobios como tratamiento complementario de efluentes de tanques sépticos ha sido bastante difundida en el Brasil, en diversos estudios se ha encontrado que estos sistemas alcanzan buenos resultados en la remoción de DBO y sólidos con tiempos de retención mínimos de 4.1 horas en el tanque séptico y 19 horas en el filtro anaerobio (CAMPOS, 1990).

En estudios realizados en Brasil se analizó un filtro con 30 cm de diámetro interno, altura total de 1.50m y altura del lecho filtrante de 1m. Las eficiencias globales, para tiempos de retención hidráulico entre 6 y 24 horas, variaron entre 60 y 70% para DBO y DQO. PINTO Y CHERNICHARO, 1996 (citado por Oliveira, 2005).

OLIVEIRA (1983) (citado por Oliveira, 2005) estudió un sistema de tanque séptico con dos cámaras en serie asociado a un filtro anaerobio de flujo ascendente alimentado durante 16 meses y llegó a las siguientes conclusiones: la remoción de DBO en la primera cámara fue

de 70% y en la segunda cámara 75%, en el filtros se obtuvo una remoción del 85% con un tiempo de retención hidráulica de 9.6 horas.

OLIVEIRA (2005), estudió un sistema tanque séptico – filtro anaerobio, con una altura de medio de soporte de 1.42m de grava y un afluente con una concentración promedio de DQO y DBO de 323 mg/L y 108 mg/L respectivamente.

Los tiempos de retención hidráulica utilizados para cada unidad y las remociones para DBO y DQO que se obtuvieron en este estudio se muestran en la siguiente tabla.

	Tanque Séptico	Filtro Anaerobio
% de remoción DBO	58.3	67.0
% de remoción DQO	50.2	73.0
TRH (horas)	22.0	19.0

Para el tanque séptico estudiado se presentan tiempos de retención hidráulicos superiores a los mínimos reportados por la literatura para obtener buenas remociones (4.1 horas), sin embargo en estudios como el de OLIVEIRA (2005) se encontraron tiempos de retención de 22 horas. En el filtro anaerobio los tiempos de retención están muy por debajo a los que en otros estudios han encontrado como mínimos aceptables. Posteriormente se retomará esta información para hacer un análisis más detallado de las remociones de los parámetros de calidad de agua.

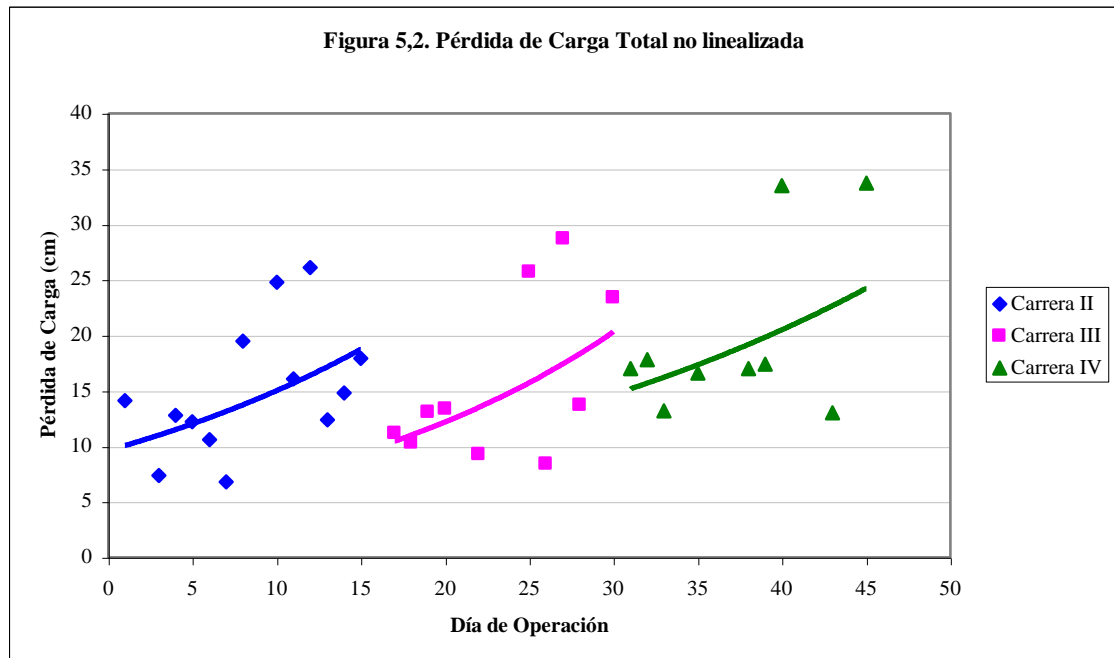
5.2.2 Comportamiento de la Pérdida de Carga

Dentro del estudio hidráulico de las unidades de tratamiento secundario de aguas residuales domésticas y en especial las unidades que utilizan el proceso de filtración, la pérdida de carga es un parámetro muy importante, ya que permite observar si se están presentando problemas de obstrucción en estas unidades.

Los datos de las carreras II, III y IV para la pérdida de carga total, en el sistema de drenaje y en el lecho filtrante se presentan en el Anexo 3.

- **Pérdida de Carga Total**

En la Figura 5.2 Se presenta el comportamiento de la pérdida de carga total durante las carreras II, III y IV.



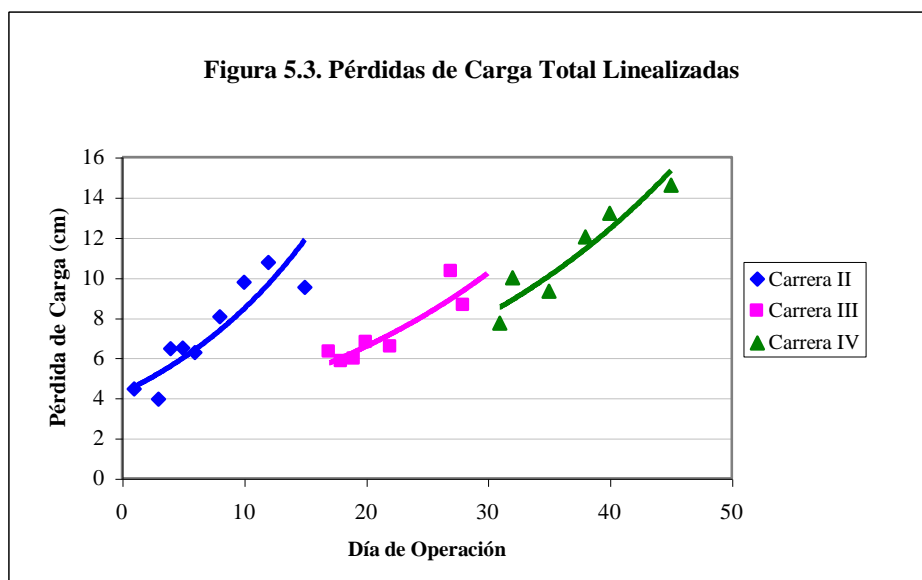
Como se puede apreciar en el Figura 5.2 la pérdida de carga presenta una gran dispersión que no permite generar una tendencia clara. Esto probablemente por la alta variación de caudales que se presenta en el sistema (ver Figura 5.1). Adicionalmente, el FAFA presenta pérdidas de carga superiores a los 20 cm, lo cual generó represamiento en el tanque séptico, alcanzando en algunas ocasiones la estructura de distribución del flujo y el aliviadero, lo cual genera alteraciones en el caudal de entrada al FAFA, que contribuye a la variación de las pérdidas de carga.

Para analizar de una mejor manera los datos fue necesario linealizarlos con base en un solo caudal; para este propósito se utilizó un caudal de 1.1 L/s que corresponde al caudal de diseño de una unidad del FAFA. En la Figura 5.3 se presentan los datos de pérdida de carga total linealizados.

En la Figura 5.3 se muestra que las pérdidas de carga en la carrera II se incrementan progresivamente durante sus quince días de duración; para el inicio de la tercera carrera el lavado hace que la pérdida de carga disminuya, sin embargo esta pérdida es superior a la registrada al iniciar la carrera II, presentándose una acumulación de 1.85 cm.

Al igual que en el caso anterior, la pérdida de carga en la carrera IV se incrementa rápidamente y presenta una acumulación de 1.44cm respecto al primer día de la carrera III.

En los 45 días de seguimiento se presentó una acumulación total de 3.29cm, dicha acumulación probablemente se presenta por limitaciones de operación y mantenimiento especialmente relacionadas con deficiencias en el lavado, lo que quizás genera una acumulación progresiva de lodos que puede traer como consecuencia a mediano o largo plazo la obstrucción del FAFA.



- **Pérdida de Carga a través del Medio Filtrante**

En las Figuras 5.4 a 5.6 donde se muestra la pérdida de carga para las tres carreras de filtración se observa que en todas las mayores pérdidas de carga se presentan entre el sistema de distribución y los primeros 45cm de medio, mientras que en el resto del medio filtrante la pérdida no es significativa.

Lo anterior hace pensar que desde los 0.45m hasta el nivel del FAFA no hay acumulación de lodos que conlleven a una obstrucción del filtro, sino que por el contrario las pérdidas de carga significativas se dan entre el sistema de distribución del flujo y los primeros 45 cm de medio filtrante.

Aunque los orificios de los tubos de distribución del flujo presentan diámetros de 5/8” que son mayores a los recomendados por la literatura (1/2”) (CAMPOS, 1990), los problemas que se han presentado en el sistema de distribución quizá se deban a que el sistema solo cuenta con dos tubos de distribución de 4 pulgadas ubicados a lo largo del FAFA que podrían no ser suficientes para que el flujo se extienda uniformemente en el fondo y durante el lavado el agua sea recogida uniformemente y a velocidades de lavado adecuadas para este sistema.

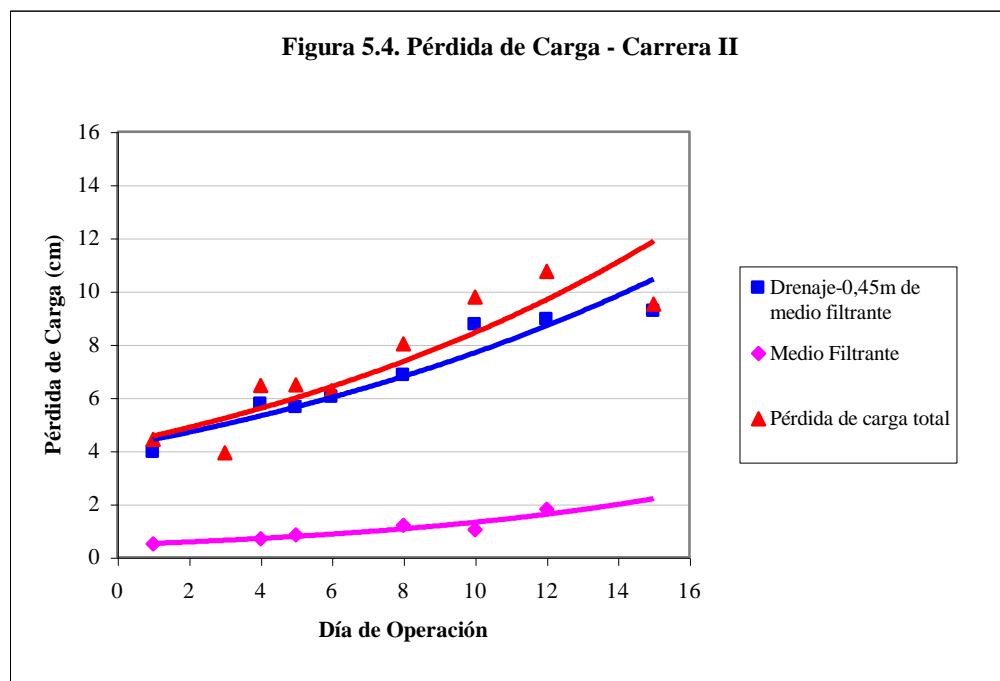


Figura 5.5. Pérdida de Carga - Carrera III

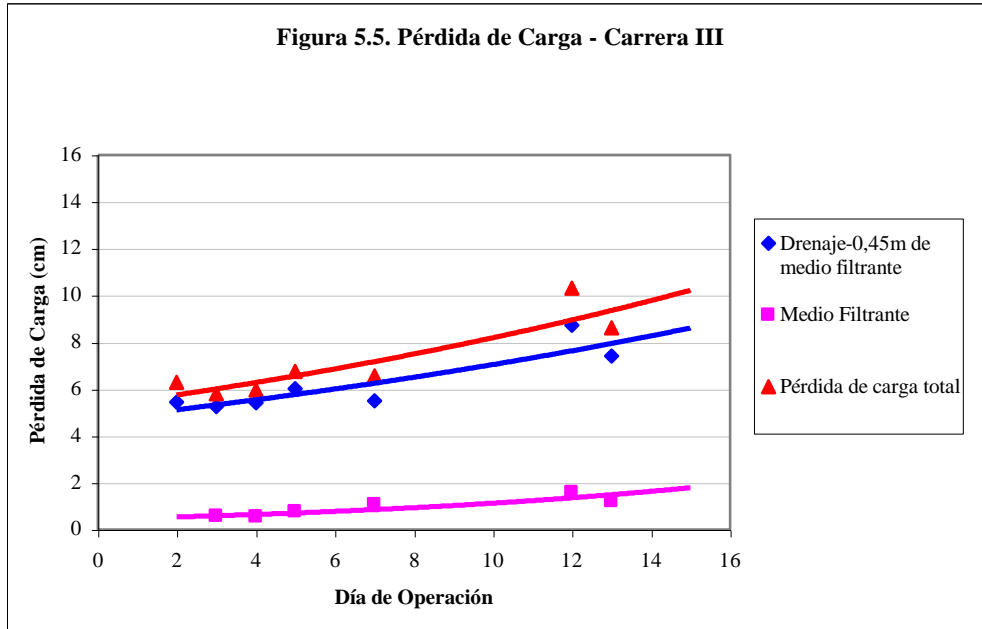
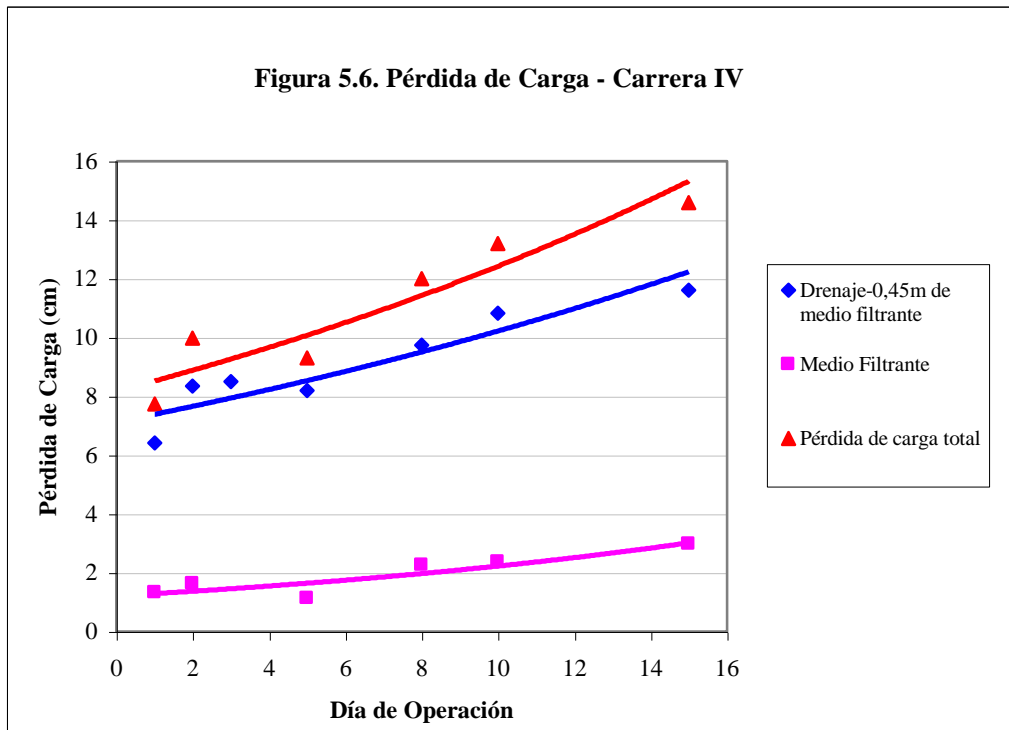
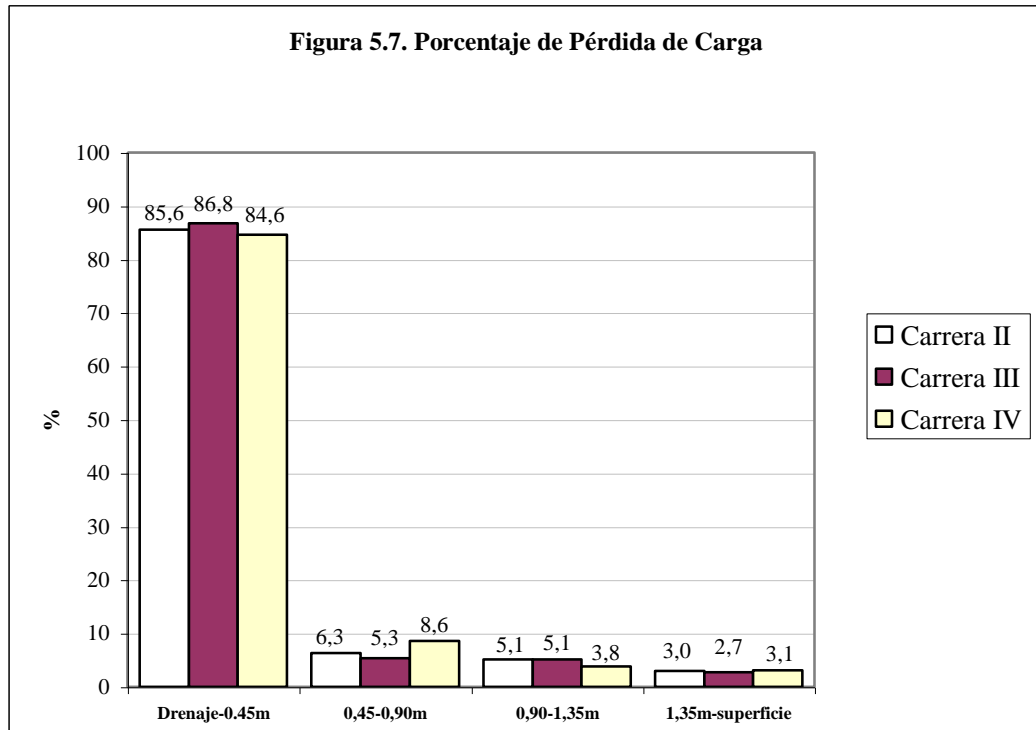


Figura 5.6. Pérdida de Carga - Carrera IV



Con el fin de determinar en que punto se dio el mayor porcentaje de pérdida de carga se promediaron los datos de cada una de las carreras encontrándose que el mayor porcentaje de perdida como se puede observar en la Figura 5.7, se dió entre el drenaje y la primera capa de medio filtrante con valores que oscilan entre 86.8 y 84.6% y disminuyó a medida que el agua fue ascendiendo en las diferentes capas hasta valores mínimos entre 3.1 y 2.7%.



5.3 VARIACIONES DEL PH Y LA TEMPERATURA

El pH y la temperatura fueron parámetros que se evaluaron durante el periodo de estudio, debido a que los procesos anaerobios se ven severamente afectados por su variación.

La temperatura es un parámetro importante en los procesos físicos, químicos y biológicos que se dan en las unidades de tratamiento. La temperatura del agua residual durante el desarrollo del proyecto y en las diferentes unidades de tratamiento, no tuvo grandes variaciones.

Un resumen de los rangos de temperaturas por carrera se presenta en la Tabla 5.6 los valores obtenidos corresponden a las mediciones realizadas durante todo el tiempo de experimentación.

Tabla 5.6. Rangos de temperatura y pH a la entrada y salida de las unidades de tratamiento

Punto de Control	Temperatura		pH	
	Carrera II	Carrera III	Carrera II	Carrera III
Entrada Planta	19.30 – 21.20	18.80 – 21.60	6.80 – 7.12	6.84 – 7.04
Salida TS	19.60 – 20.50	19.10 – 21.80	6.60 – 7.04	6.71 – 6.97
Salida FAFA	19.60 – 21.45	19.60 – 22.60	6.64 – 7.07	6.87 – 7.20

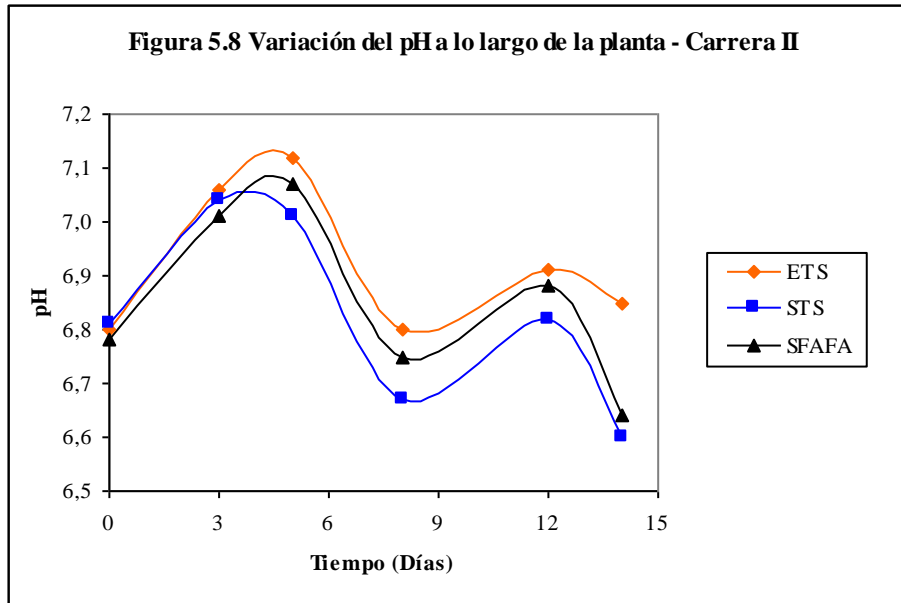
En términos generales el rango de temperatura estuvo entre 18.8 °C y 22.6 °C, valores en los que se da una buena digestión anaerobia.

Estudios realizados reportan que un rango de temperatura de 15 a 20°C no afecta la eficiencia del sistema, por debajo de los 15°C el proceso se ve seriamente afectado debido al bajo crecimiento de bacterias metanogénicas y a las bajas tasas de reacción (Giraldo,1996), (citado por Rivera 1998). La temperatura se considera óptima para el buen funcionamiento del sistema. Los datos recolectados de este parámetro se presentan en el Anexo 4.

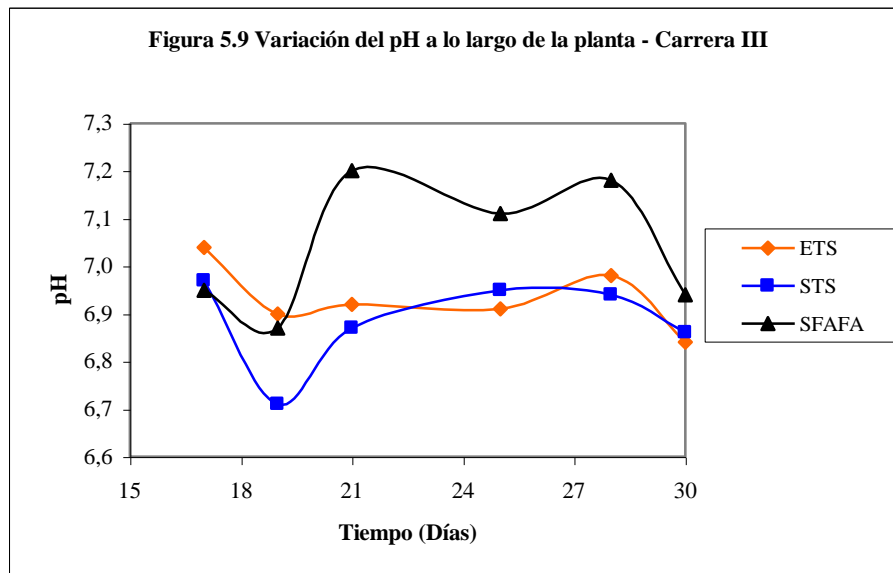
Los rangos de variación del pH se presentan en la Tabla 5.6 y los datos diarios del pH se presentan en el Anexo 5.

En las dos carreras de filtración en general, el tanque séptico registró valores de pH más bajos en comparación al pH del agua cruda. Comparando el pH a la entrada y salida del filtro anaerobio se observa que se incrementó, como se muestra claramente en las Figuras 5.8 y 5.9.

El rango de pH para el FAFA se presentó entre 6.60 y 7.20, el cual se encuentra dentro del rango que según ROMERO (1999), es adecuado para el desarrollo de bacterias metanogénicas (6.5 a 7.6).



Speece (1996) (citado por Rivera 1998), considera que un reactor anaerobio debe ser operado a pH entre 6.5 y 8.2. El mínimo valor presentado durante la evaluación fue de 6.60 y el máximo fue de 7.20, estos valores se encuentran dentro de los rangos límites superior e inferior para el desarrollo de esta etapa de la digestión anaerobia.



5.4 COMPORTAMIENTO DE LOS SÓLIDOS

Los sólidos expresados como sólidos totales (ST), fijos (SF) y volátiles (SV), fueron determinados en los siete puntos de muestreo a lo largo del sistema de tratamiento. Los resultados de laboratorio se muestran en los Anexos 6, 7 y 8.

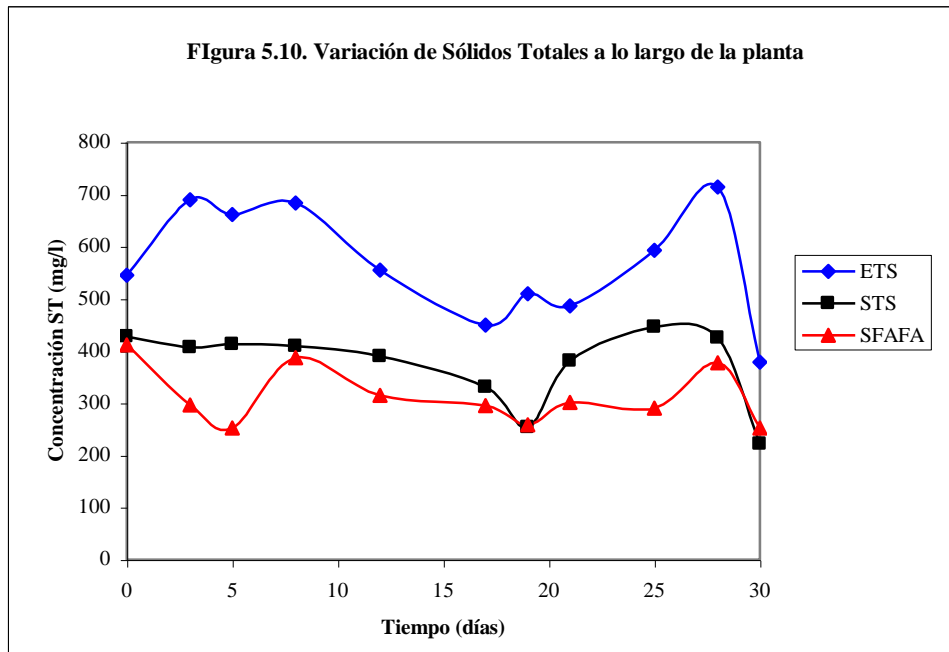
5.4.1 Sólidos Totales

La estadística descriptiva de este parámetro se presenta en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7 Estadísticas Descriptivas de Sólidos Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo

Sólidos Totales	ETS	STS	P₄	Medio Filtrante (m)			S. FAFA
				P₃	P₂	P₁	
Promedio	570	373	341	320	329	328	312
Desviación	109	74	71	53	85	71	55
Máximo	715	446	451	395	458	443	411
Mínimo	378	221	213	223	175	216	253
N° de Datos	11	11	10	10	9	11	11

La representación gráfica del comportamiento de los sólidos totales a la entrada y salida de las unidades que conforman la planta de tratamiento se muestra en la Figura 5.10.



La concentración promedio de sólidos totales que ingresa a la planta es de 570 mg ST/l, al analizar los datos individualmente se puede observar una gran fluctuación de estos, que es típica para agua residual doméstica.

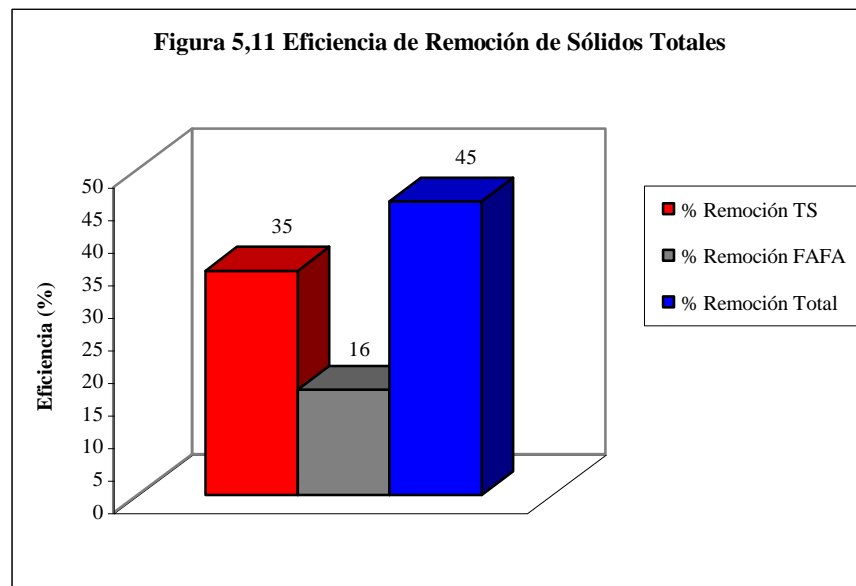
Como se puede observar, los sólidos totales presentes en el agua residual, oscilan entre 715 – 378 mg ST/l los cuales son removidos progresivamente a lo largo del sistema de tratamiento. Las mayores disminuciones se presentan en el tanque séptico obteniéndose un efluente con una concentración de sólidos totales entre 446 – 221 mg ST/l, este comportamiento es importante en el sentido que el tanque séptico tiene la función de remover los sólidos presentes en el agua cruda para evitar el taponamiento de la siguiente unidad de tratamiento (filtro anaerobio).

Del análisis de los valores de concentración de sólidos totales a la salida del tanque se observa que la concentración promedio es de 373 mg ST/l durante los treinta días de experimentación, con una eficiencia de remoción del 35% (Figura 5.11). Aunque en la literatura se reporta la eficiencia mas en términos de sólidos suspendidos, un análisis realizado a la planta de tratamiento de Villa del viento ubicada en la ciudad de Popayán,

indica que la eficiencia de remoción en el sedimentador primario con un tiempo de retención de 4 horas, alcanza el 30% (comunicación personal Ing Guillermo Chaux).

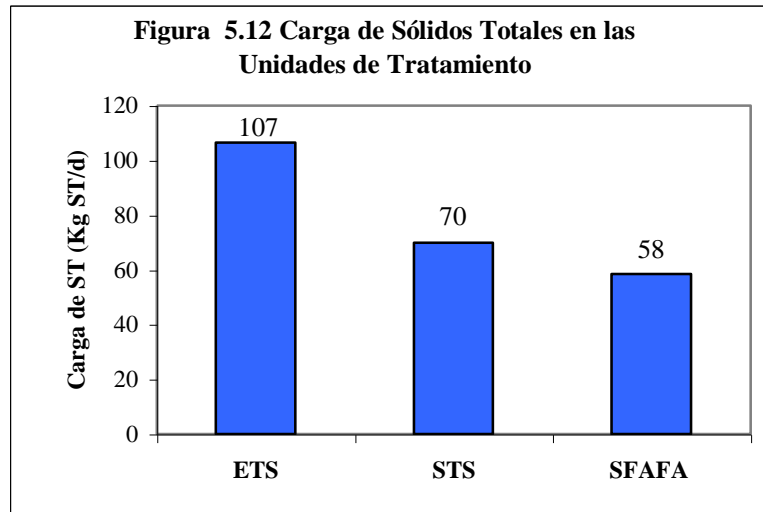
Así mismo cuando se observan los valores de sólidos en el efluente del filtro anaerobio, se distingue que el valor promedio es de 312 mg ST/l que representa una eficiencia de remoción del 16% (Figura 5.11).

Además hacia los días cuatro y quince de la segunda carrera de filtración se produjo un incremento de sólidos totales en la salida del filtro, lo que probablemente se debe a resuspensión del lodo en el filtro. Es de anotar que durante el trabajo de campo, se pudo observar este fenómeno, sin embargo, no se encontró una explicación coherente para este hecho.



La eficiencia de remoción total alcanzada por todo el sistema fue del 45% (Figura 5.11). Los resultados, permitieron también conocer el comportamiento de la carga de sólidos totales a lo largo de las unidades de tratamiento, el detalle se muestra en la Figura 5.12. Es

importante considerar la variación de la carga a lo largo del sistema, pues este factor toma en cuenta la concentración de sólidos totales y el caudal que ingresa a cada unidad de tratamiento. En ella se observa que la reducción más significativa de la carga se presenta en el tanque séptico. En el Anexo 9 se presentan todos los datos de carga de sólidos obtenidos durante el periodo de muestreo.



5.4.2 Sólidos Fijos y Volátiles

En las Tablas 5.8 y 5.9 se presenta la estadística descriptiva de estos sólidos.

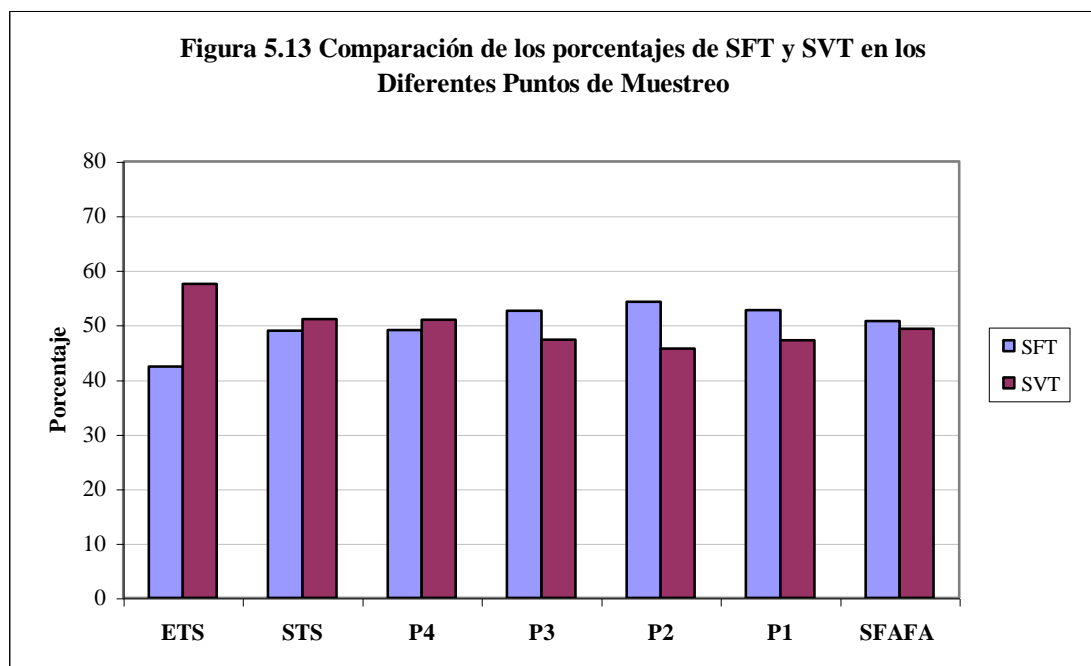
Tabla 5.8 Estadísticas Descriptivas de Sólidos Fijos Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo

Sólidos Fijos Totales	ETS	STS	P ₄	Medio Filtrante (m)			S. FAFA
				P ₃	P ₂	P ₁	
Promedio	239	183	167	168	179	173	157
Desviación	43	29	30	31	40	32	26
Máximo	317	213	224	215	249	209	186
Mínimo	187	116	127	118	115.33	115.33	119
N° de Datos	11	11	10	10	9	11	11

Tabla 5.9 Estadísticas Descriptivas de Sólidos Volátiles Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo

Sólidos Volátiles Totales	ETS	STS	P ₄	Medio Filtrante (m)			S. FAFA
				P ₃	P ₂	P ₁	
Promedio	324	190	174	151	150	155	152
Desviación	90	56	50	35	63	51	42
Máximo	491	255	238	203	209	233	245
Mínimo	191	95	87	93	44	91	106
N° de Datos	11	11	10	10	9	11	11

En la Figura 5.13 se presenta la variación del porcentaje de sólidos fijos totales y sólidos volátiles totales, donde se observa que desde la entrada a la planta hasta el punto de muestreo correspondiente al drenaje se presenta un mayor porcentaje de material orgánico (volátil) que inorgánico (fijo), mientras que para los puntos de muestreo restantes y la salida del filtro el material inorgánico es superior.



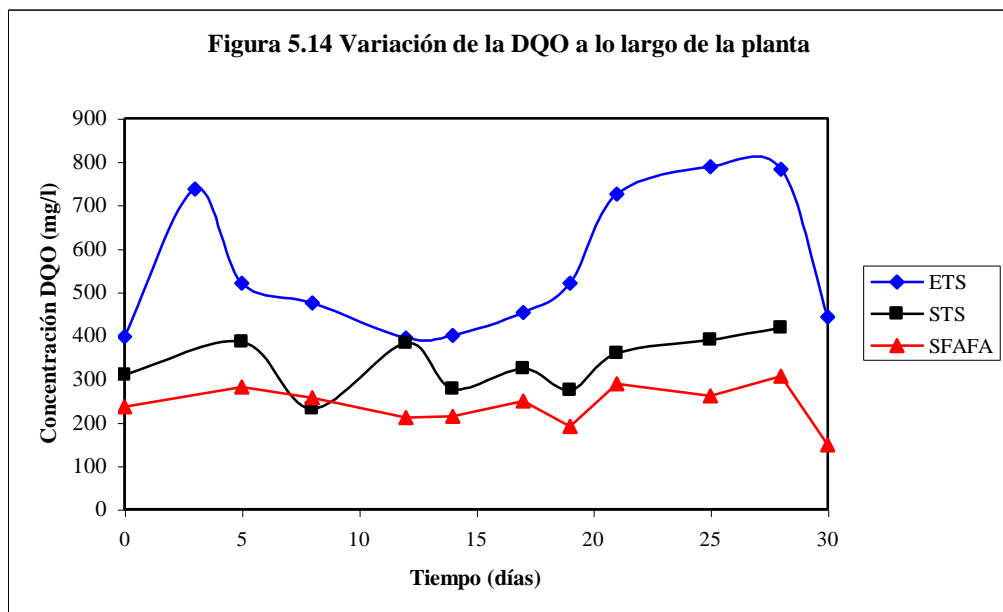
5.5 COMPORTAMIENTO DE LA MATERIA ORGÁNICA

La evaluación del sistema de tratamiento, respecto al contenido de materia orgánica, fue realizado en términos de Demanda Química de Oxígeno (DQO). Los resultados de laboratorio se muestran en el Anexo 10 y su estadística se presenta en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10 Estadísticas Descriptivas para Demanda Química de Oxígeno (DQO) en los diferentes puntos de muestreo

DQO	ETS	STS	P ₄	Medio Filtrante (m)			S. FAFA
				P ₃	P ₂	P ₁	
Promedio	553	335	274	270	262	262	240
Desviación	158	61	64	49	39	52	47
Máximo	788	418	387	350	337	341	307
Mínimo	395	231	186	213	211	186	148
N° de Datos	12	10	11	11	10	10	11

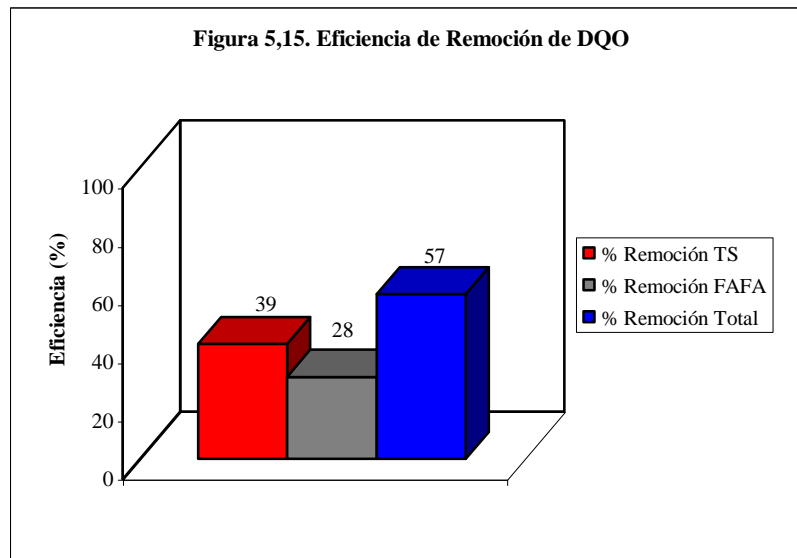
La variación de este parámetro a lo largo de la planta, se presenta en la Figura 5.14 e indica un comportamiento similar al de los sólidos totales.



En general las mayores remociones de DQO se presentan en el tanque séptico el cual arrojó un efluente con una concentración de DQO entre 418 y 231 mg DQO/l. Si bien el tanque séptico no tiene la finalidad de remover la materia orgánica, existe una disminución importante de este parámetro probablemente por efecto de la sedimentación de sólidos.

La concentración promedio de DQO que ingresa a la planta es de 553 mg DQO/l, sin embargo al analizar los datos individualmente, se pueden observar grandes variaciones entre ellos oscilando entre 788 y 395 mg DQO/l, valores que van disminuyendo a lo largo del sistema de tratamiento.

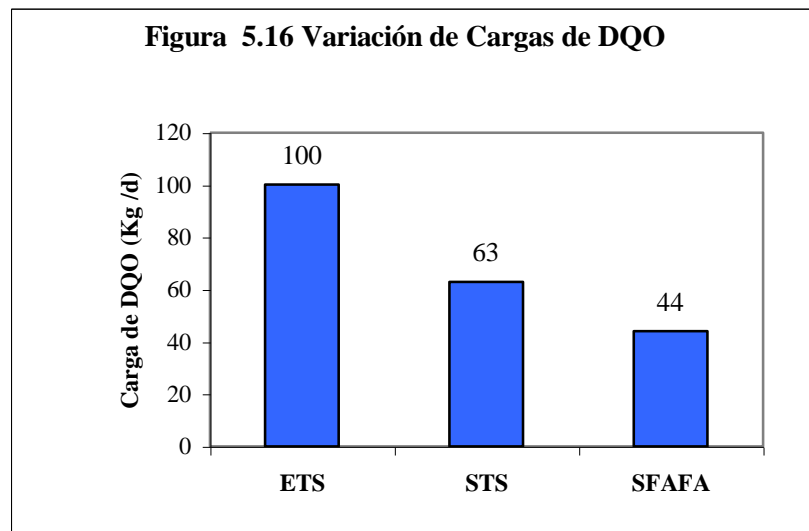
La eficiencia promedio de remoción de DQO en el tanque séptico fue de 39% (Figura 5.15). Este valor esta dentro del rango reportado por el RAS 2000 (30-40%) para este tipo de tecnología. Eficiencias reportadas por Oliveira 2005, alcanzan valores entre 45 y 55%, con tiempos de retención de 22 horas. Aunque el valor obtenido en la presente investigación, comparada con otras investigaciones es mas bajo, es de considerar que el tiempo de retención estuvo en el rango entre 6.2 y 7.0 horas y con estos tiempos se obtuvieron eficiencias de remoción aceptables.



Con relación al filtro anaerobio los valores de la DQO a la salida de este se encuentran en un rango de 307-148 mg DQO/l, con un porcentaje de remoción de 28% (Figura 5.15). Este valor se encuentra por debajo de la eficiencia típica de remoción estipulada por el RAS 2000 (60-80%). La eficiencia promedio respecto a la DQO en la planta de tratamiento fue de 57% (Figura 5.15).

Eficiencias reportadas por Oliveira 1983, Oliveira 2005, y. PINTO Y CHERNICHARO, 1996, alcanzan valores del orden del 50%, con tiempos de retención entre 9.6 y 19.4 horas. El valor de remoción obtenido en la presente investigación, comparado con otras investigaciones es bajo. Los tiempos de retención teóricos estuvieron en un rango de 3.9 a 4.3 horas, los cuales son muy bajos comparados con los encontrados en otros estudios lo que puede ser el causante de la baja eficiencia de remoción.

En la Figura 5.16 se presenta la variación de la carga de DQO alcanzada en la planta, el tratamiento primario disminuyó de 100 Kg/d a 63 Kg/d y el tratamiento secundario redujo hasta un valor de 44 Kg/d. En el Anexo 11 se presentan todos los datos de carga de demanda química de oxígeno obtenidos durante el periodo de muestreo.



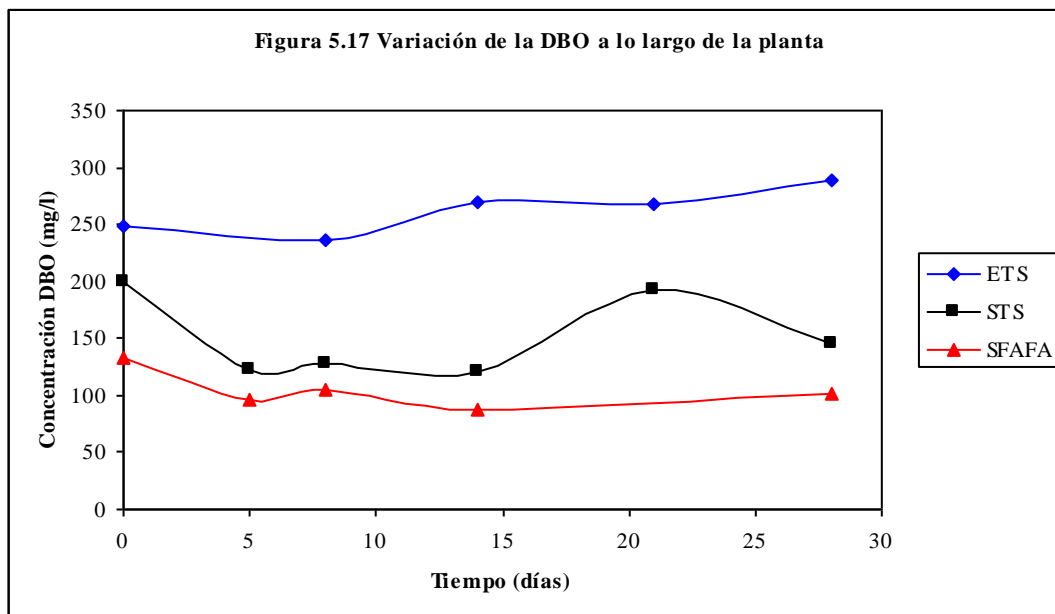
Otro parámetro para cuantificar el contenido de material orgánico en el agua residual es la Demanda Bioquímica de Oxígeno a los cinco días (DBO₅), que a diferencia de la DQO solo cuantifica la cantidad de materia orgánica biodegradable. La estadística para este parámetro se presenta en la Tabla 5.11 y el reporte de los datos de laboratorio en el Anexo 12.

Tabla 5.11 Estadísticas Descriptivas para Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) en los diferentes puntos de muestreo

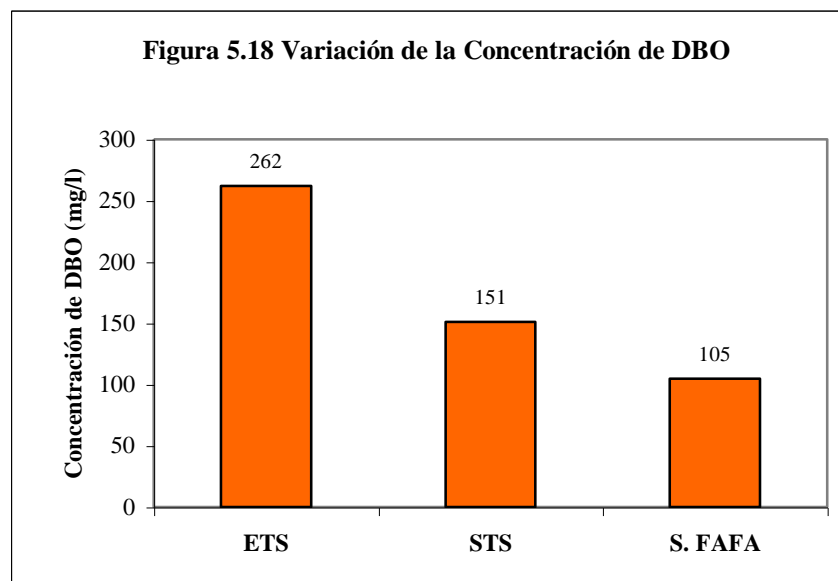
DBO	ETS	STS	P ₄	Medio Filtrante (m)			SFAFA
				P ₃	P ₂	P ₁	
Promedio	262	151	140	112	106	124	105
Desviación	20	35	43	42	30	36	17
Máximo	289	199	197	174	139	154	133
Mínimo	237	121	101	80	68	68	88
Nº de Datos	5	6	4	5	4	5	5

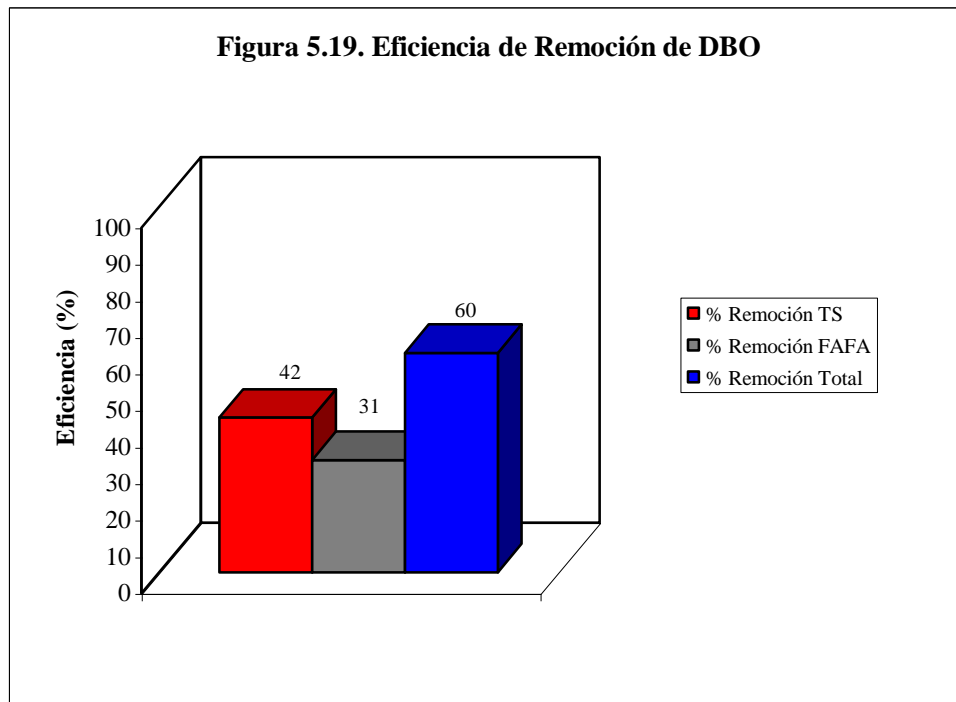
La concentración promedio de DBO que ingresa a la planta es aproximadamente constante durante el periodo de muestreo, oscilando entre 289 - 237 mg DBO/l y con una concentración promedio de 262 mg DBO/l.

En la Figura 5.17 se presenta el comportamiento de la DBO a lo largo de las dos unidades de tratamiento, observándose que al igual que en la remoción de sólidos totales y DQO, el tratamiento primario (Tanque Séptico) es el más eficiente dando como resultado un efluente con una concentración entre 133 – 88 mg DBO/l.



La variación de la concentración de DBO alcanzada en la planta se puede ver en la Figura 5.18, el tratamiento primario disminuyó de 262 mgDBO/l a 151 mgDBO/l y el tratamiento secundario redujo la concentración hasta un valor de 105 mgDBO/l.





Teniendo en cuenta los resultados mencionados anteriormente y la Figura 5.19 se puede decir que el tanque séptico con una eficiencia del 42%, remueve una mayor cantidad de DBO que el filtro anaerobio el cual tienen una eficiencia del 31%; en conjunto el sistema remueve el 60% de la DBO.

La eficiencia del tanque séptico es superior a la remoción típica reportada en estas unidades por el RAS 2000 (30% - 40%) mientras que la remoción efectuada en el filtro anaerobio se encuentra por debajo del rango esperado (65% - 80%).

Eficiencias reportadas por Oliveira 1983, Oliveira 2005, y. PINTO Y CHERNICHARO, 1996, alcanzan valores entre el 60 y 70%. Oliveira 2005 reporta tiempos de retención de 22 horas con eficiencias de remoción de DBO del orden de 65 a 85%. El valor de remoción obtenido en la presente investigación, comparado con otras investigaciones es inferior.

Los resultados obtenidos de DBO_5 permitieron conocer la relación DBO/DQO del agua cruda y del agua tratada. Dichos valores, indican que la relación promedio para el agua cruda durante el tiempo de estudio, fue: $DBO/DQO = 0.47$, valor que se mantuvo aproximadamente constante a lo largo de todas las unidades de tratamiento como se observa en la Tabla 5.12.

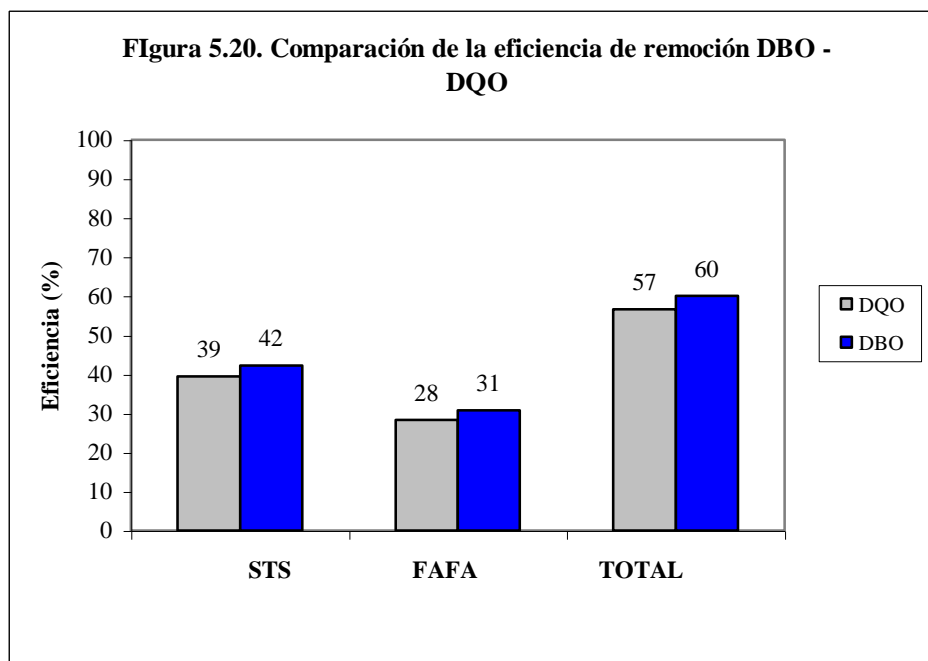
Tabla 5.12. Relación DBO/DQO

Tipo de Agua	DBO/DQO
Cruda	0.47
Salida Tanque Séptico	0.45
Salida Filtro Anaerobio	0.44

Estos valores se encuentran dentro del rango de resultados reportados por la literatura, que especifican valores de 0.4 a 0.8 para agua cruda, mientras que para el agua tratada la relación DBO/DQO reportada en la literatura es de 0.1 a 0.3 lo que indica que el tratamiento estudiado no esta haciendo una disminución de la materia orgánica biodegradable (Van Dujil, 1995), (citado por Rivera 1998)

OLIVEIRA (2005), reporta una relación DBO/DQO que varia de 0.32 a 0.42 para efluentes de filtros anaerobios, en este estudio se encontró una relación a la salida del filtro de 0.44, valor que es ligeramente superior al reportado por la investigadora.

En la Figura 5.20 se ve que la eficiencia de remoción de la DBO aumento contrario a lo que sucedió con la DQO, esto hace pensar que la mayor parte del material orgánico que ingreso a la planta era material biológicamente degradable.



5.6 COMPORTAMIENTO DE LOS LODOS DURANTE EL LAVADO

Durante las tres carreras de filtración monitoreadas se realizaron tres eventos de lavado en los cuales se midieron las velocidades de descenso del agua y se tomaron muestras del lodo en diferentes tiempos con el fin de determinar el grado de degradabilidad de este.

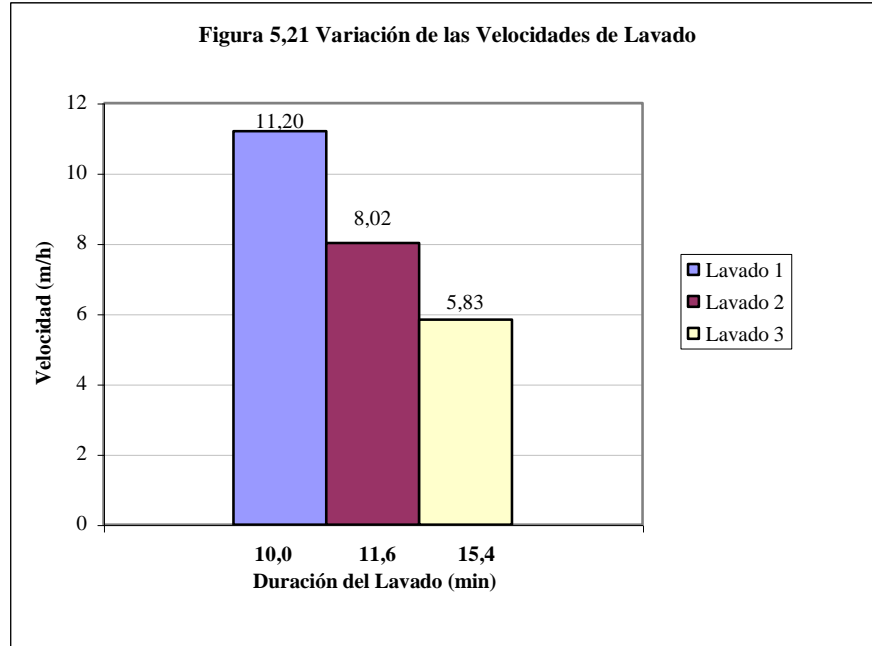
5.6.1 Velocidad de Lavado

Durante la operación de lavado o extracción de lodo, se debe considerar una velocidad de flujo tal que permita el arrastre de los sólidos ya digeridos por la biomasa presente en el medio filtrante y que pueden ser causal de obstrucción si no son removidos periódicamente. De otra parte, esta velocidad no debe generar desprendimiento de biopelícula, con lo cual se afectaría la eficiencia del filtro. Por lo tanto las velocidades de lavado deben considerar estas dos condiciones.

En la literatura revisada, no se reporta un valor de la velocidad óptima de lavado para filtros anaerobios. Campos (1990) solo reporta que los sistemas de drenaje deben presentar velocidades, durante la extracción del lodo, superiores a 1.0 m/s en los conductos o tuberías de extracción, y que los orificios deben presentar diámetros menores a 2 cm, con separaciones inferiores a un metro. Teniendo en cuenta estas recomendaciones y considerando una cabeza hidráulica de 1.80 m, y tuberías de PVC de 4 pulgadas como sistema de drenaje, la velocidad de lavado estimada esta entre 4 y 5 m/h.

Este valor de velocidad de lavado comparado con los obtenidos en el presente estudio (entre 11.20 y 5.83 m/h, ver Figura 5.21, y Anexo 13) es considerado bajo. Sin embargo, en filtros de flujo ascendente, usados en el tratamiento de agua para consumo humano, se reportan valores de 15 a 20 m/h como adecuados para el lavado de este tipo de filtros en grava (GALVIS *et al*, 1999). En este sentido los valores obtenidos en la presente investigación parecieran ser bajos y podrían estar generando obstrucción en el lecho filtrante o en el sistema de drenaje.

Esta magnitud de velocidad de lavado recomendada por Galvis et al, 1999, podría no ser una buena recomendación para ser usada en lavado de filtros anaerobios, ya que estas altas velocidades podrían generar esfuerzos cortantes que ocasionen el desprendimiento de la biopelícula, comprometiendo la eficiencia del filtro y generando incrementos en la cantidad de material orgánico del lodo evacuado. En este sentido, las velocidades de lavado alcanzadas en la presente investigación podrían estar generando este tipo de desprendimiento, dado que en las caracterizaciones realizadas al lodo extraído, la concentración de sólidos suspendidos volátiles fue siempre superior al contenido de sólidos fijos (ver ítem 5.62).



5.6.2 Caracterización del Lodo

Los lodos efluentes del filtro al realizar el lavado fueron analizados en el laboratorio, para determinar la cantidad de materia orgánica presente en términos de DBO, DQO y sólidos suspendidos volátiles y la materia inorgánica como sólidos suspendidos fijos. Debido a que no se contaba con todos los materiales necesarios para las pruebas, en el lavado 1 no fue posible hacer la determinación de estos parámetros.

En las Figuras 5.22 y 5.23 se observa la variación del comportamiento de la DBO y la DQO en los lavados 2 y 3. Las mayores concentraciones de material orgánico se presentan aproximadamente en los primeros y últimos 4 minutos del lavado. Las menores concentraciones de la materia orgánica se presentan entre los 4 y 7 minutos de duración del lavado. Lo anterior hace pensar que en la parte superior del filtro hay una gran concentración de material orgánico, similar a la que se da en el fondo del filtro. En el Anexo 14 se presentan los datos obtenidos en el laboratorio.

Figura 5.22 Variación de la DQO y DBO en el Lavado 2

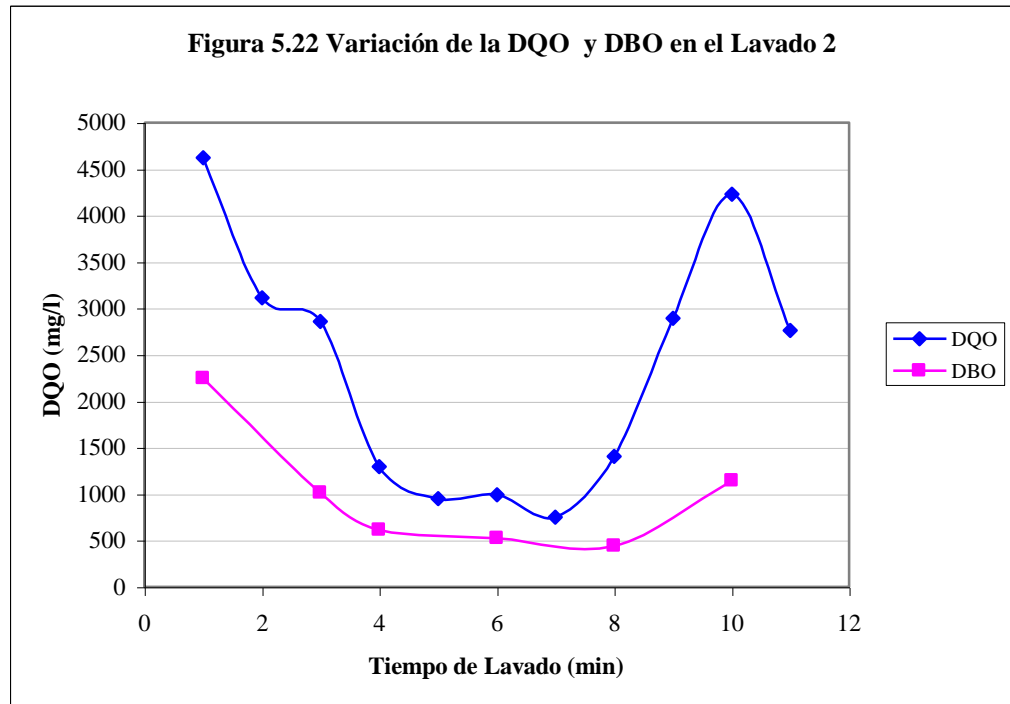
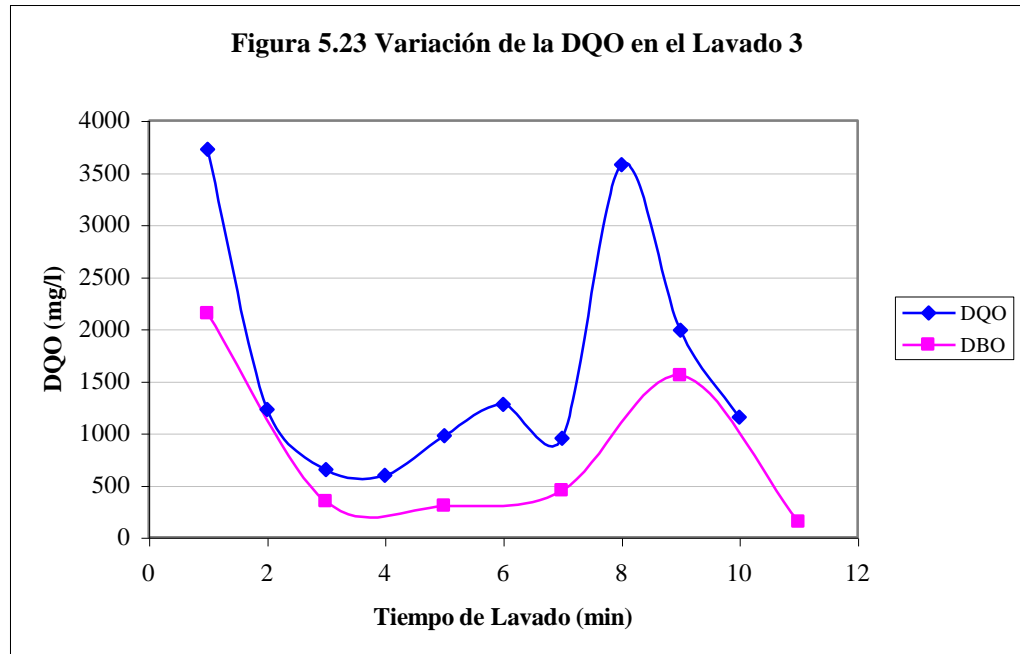


Figura 5.23 Variación de la DQO en el Lavado 3



En cuanto al grado de degradabilidad del lodo, este presenta un comportamiento similar en el lavado 2 y 3, donde se presenta una mayor cantidad de material orgánico, en un promedio de 73% para sólidos suspendidos volátiles y 27% de sólidos suspendidos fijos, lo que hace pensar que el lodo no tiene el tiempo suficiente para su mineralización (Figuras 5.24 y 5.25). Acorde con Campos 1990, el tiempo medio de retención celular, para alcanzar una adecuada degradación del lodo debe ser superior a 100 días. En la presente investigación, aunque este tiempo no se determinó, los periodos de extracción de lodo, que podrían ser un indicador del tiempo de retención celular, alcanzan solo un tiempo de 15 días, el cual efectivamente podría ser muy bajo y explicar el alto contenido de sólidos suspendidos volátiles en el lodo extraído.

De otra parte, aunque la presencia de un mayor porcentaje de sólidos suspendidos volátiles indica que el lodo tiene un nivel de degradación bajo, este alto porcentaje de sólidos suspendidos volátiles también puede estar indicando que la velocidad de flujo en el lavado al interior del filtro esta generando esfuerzos cortantes que podrían estar originando el desprendimiento de la biopelícula y esto podría explicar las bajas eficiencias de remoción del sistema.

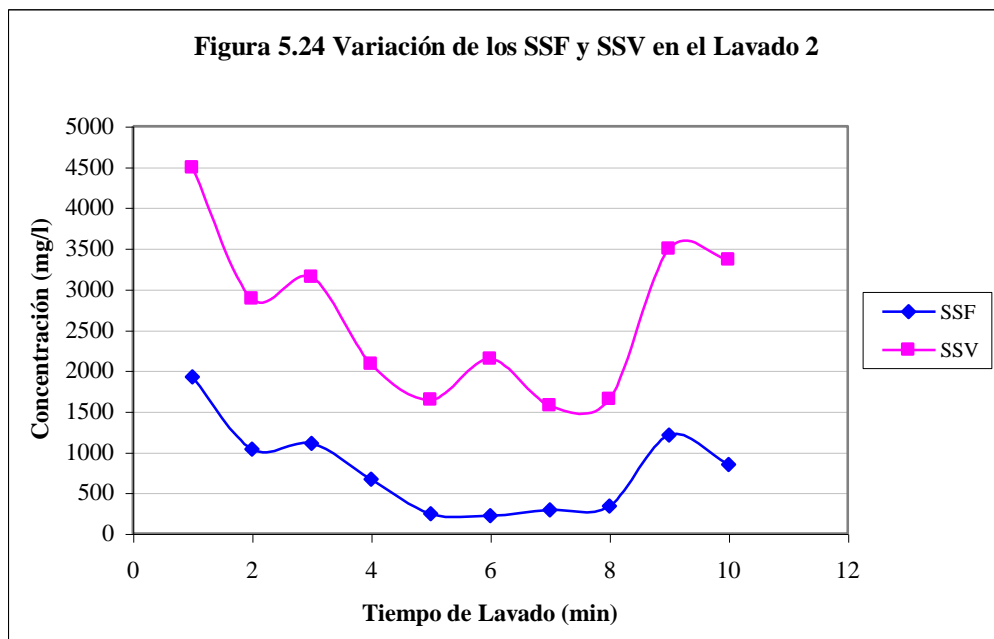
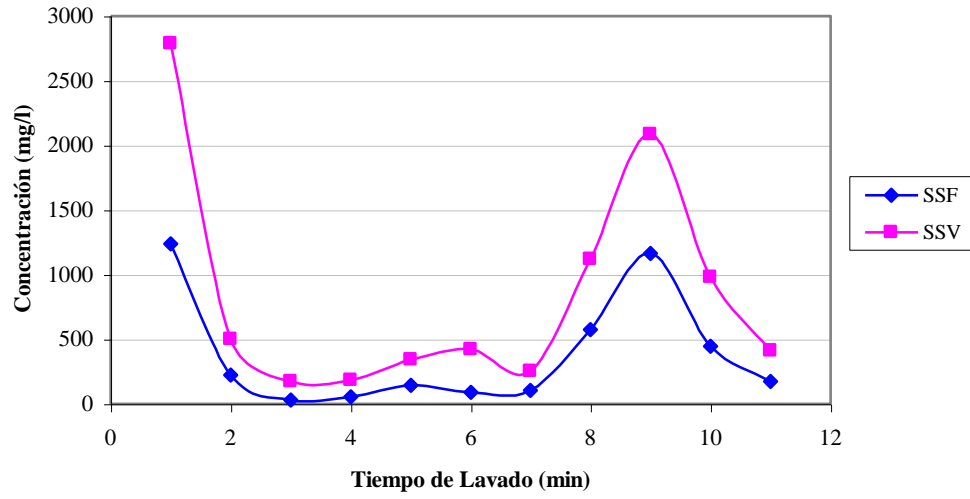


Figura 5.25 Variación de los SSF y SSV en el Lavado 3



6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos durante la evaluación del sistema de tratamiento tanque séptico – filtro anaerobio, permiten hacer las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El filtro presentó tiempos de retención teóricos muy bajos que posiblemente están afectando la eficiencia de remoción del sistema.
- Se presentó una tendencia a la obstrucción del filtro que se evidencia por la disminución en las tasas de lavado y la acumulación de la pérdida de carga después de cada lavado.
- Pareciera ser que los tiempos para la extracción de los lodos son demasiado cortos para alcanzar una mayor degradación de estos, sin embargo se debe considerar que un tiempo mas prolongado de la carrera de filtración podría generar mayores incrementos de las pérdidas de carga y a su vez un bloqueo total o represamiento del flujo en todo el sistema.
- Los problemas que se han presentado en el drenaje quizá se deban a que el sistema solo cuenta con dos tubos de distribución de 4 pulgadas ubicados a lo largo del FAFA que podrían no ser suficientes para que el flujo se distribuya uniformemente.
- Para un mejor desempeño de los filtros anaerobios de flujo ascendente es aconsejable considerar un sistema de distribución que permita una mejor repartición del flujo y así unas condiciones hidráulicas más adecuadas.
- Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en esta investigación se recomienda realizar otros estudios con diferentes tasas de lavado que permitan optimizar las labores de operación y mantenimiento, y mejorar las eficiencias de remoción del sistema.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

CAMPOS, J. R. (1990). Taller Regional y Conferencia sobre Tratamiento Anaerobio de Aguas Residuales en América Latina. Diseño y Operación de Filtros Anaerobios para Tratamiento de Efluentes Líquidos Industriales. Universidad de São Paulo – Brasil.

CEPIS, 2000. Proyecto regional: Sistemas integrados de tratamiento y uso de aguas residuales en América Latina: Realidad y Potencial.

Documento en: www.cepis.ops-oms.org.

CHAUX, G. Docente adscrito al Departamento de Ingeniería Ambiental y Sanitaria de la Facultad de Ingeniería Civil. Universidad del Cauca.

GALVIS, G., LATORRE, J y VISSCHER J.T. Filtración en múltiples etapas. Tecnología innovativa para el tratamiento de agua. Universidad del Valle, Cinara, IRC, Santiago de Cali, Colombia, 1999.

JACOME, Ana Lucia. MARIN, Claudia Simena. 2001. Evaluación de un sistema integral a escala piloto para tratamiento de agua residual doméstica caso: Tanque Séptico, Filtro Anaerobio, Wetland de flujo subsuperficial con papyrus seirpus. Tesis de Pregrado. Univalle.

METCALF & EDDY. (1981). Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales. Editorial Labor, S.A. Barcelona, España.

Ministerio del Medio Ambiente, 2002. Gestión para el manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales.

Ministerio de Desarrollo Económico, 2003. Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico: Retos y Resultados.

OLIVEIRA, Renata. (2005). Avaliação do desempenho de sistemas Tanque Séptico – Filtro Anaeróbico com diferentes tipos de Meio Suporte. Tese de Pós - graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.

PEÑA, M. (2002). Advanced Primary Treatment Of Domestic Wastewater In Tropical Countries: Development Of High-Rate Anaerobic Ponds, Tesis Doctoral. The University Of Leeds School Of Civil Engineering. Inglaterra.

RAMÍREZ, M. (2003). Informe Primer Semestre de 2003, Subdirección Operativa Corporación Autónoma Regional del Cauca CRC.

RAMÍREZ, M. (2003). Informe Técnico Funcionamiento PTAR para la Contraloría General de la Nación. Primer semestre de 2003.

RAS, 2000. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. Sección II, Título E. Tratamiento de Aguas Residuales. Colombia.

RIVERA, G, C. (1998). Evaluación del Tratamiento de agua residual doméstica en un sistema integrado. Un caso con Tanque Séptico, Filtro Anaerobio y Filtro Fitopedológico. Universidad del Valle, Cali, Colombia.

RODRÍGUEZ, C. (1995). Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Agua. Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Santa Fe de Bogotá.

ROJAS, R. (2004). XI Encuentro Nacional de Químicos y Técnicos de la Industria del Cuero.

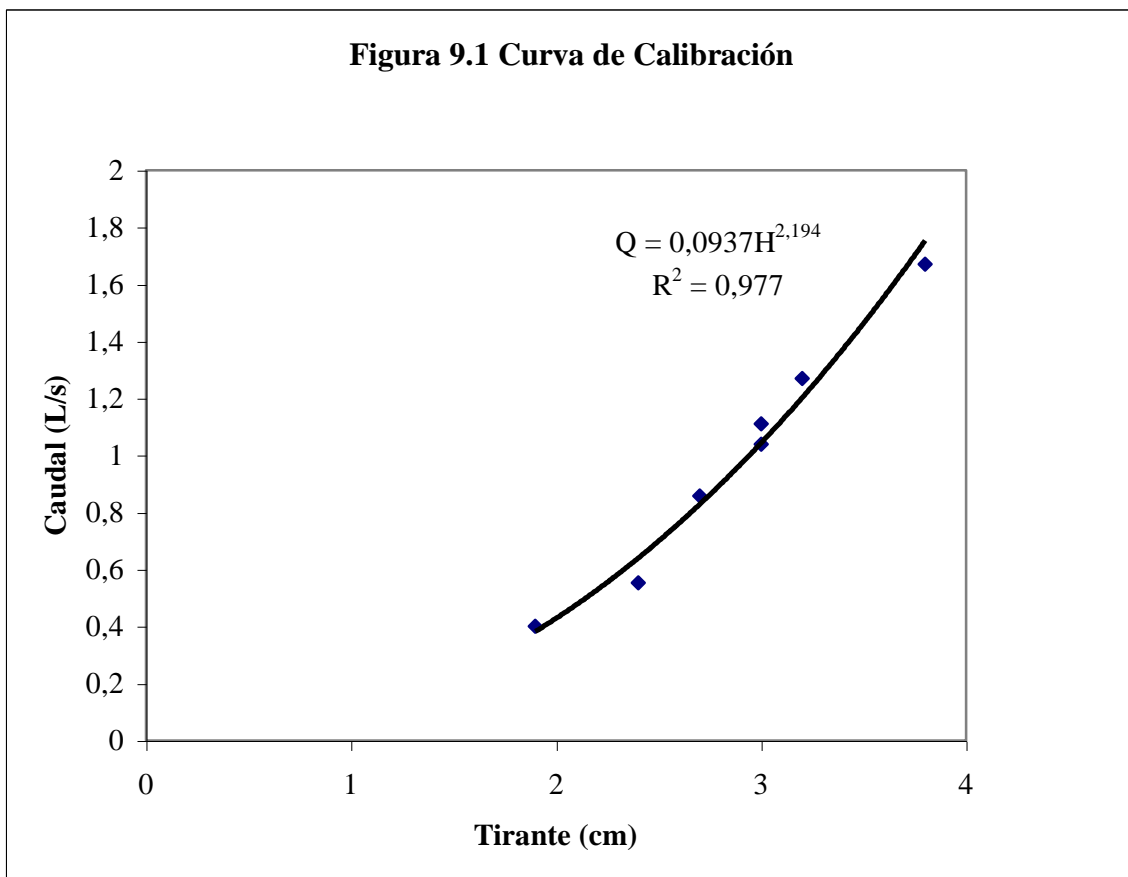
Rionegro, Antioquia.

ROMERO, J, A. (1999). Tratamiento de Aguas Residuales, Teoría y Diseño. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Santa Fe de Bogotá.

8. ANEXOS

Anexo 1. Aforo Volumétrico

H (cm)	Q (LPS)
3,8	1,67
3,2	1,27
3	1,04
1,9	0,401
2,4	0,553
2,7	0,857
3	1,11



Anexo 2. Variación del Caudal

FECHA	DÍA DE OPERACIÓN	HORA	H (cm)	Q (lps)
Abril 15-05	0	10:10 AM	4,5	2,54
Abril 16-05	1	8:00:AM	5,2	3,49
Abril 18-05	3	12:30:PM	4,1	2,07
Abril 19-05	4	9:30 AM	4,2	2,18
Abril 20-05	5	12:45:PM	4,1	2,07
Abril 21-05	6	10:10 AM	3,9	1,86
Abril 22-05	7	9:30 AM	3,5	1,46
Abril 23-05	8	12:20:PM	4,6	2,67
Abril 25-05	10	7:45 AM	4,7	2,79
Abril 26-05	11	11:00 AM	4,5	2,54
Abril 27-05	12	9:30 AM	4,6	2,67
Abril 28-05	13	9:00 AM	4,1	2,07
Abril 29-05	14	8:00:AM	4,1	2,07
Abril 30-05	15	8:00:AM	4,1	2,07
Mayo 2-05	2	9:30 AM	4,0	1,96
Mayo 3-05	3	8:00:AM	4,0	1,96
Mayo 4-05	4	9:30 AM	4,4	2,42
Mayo 5-05	5	1:00 AM	4,2	2,18
Mayo 6-05	6	10:00 AM	4,0	1,96
Mayo 7-05	7	10:00 AM	3,6	1,56
Mayo 10-05	10	9:45 AM	4,5	2,54
Mayo 11-05	11	8:00 AM	3,8	1,75
Mayo 12-05	12	1:00:PM	4,9	3,06
Mayo 13-05	13	9:30 AM	3,8	1,75
Mayo 15-05	15	7:45 AM	3,6	1,56
			Promedio	2,22
			Máximo	3,49
			Mínimo	1,46
			Desviación	0,50

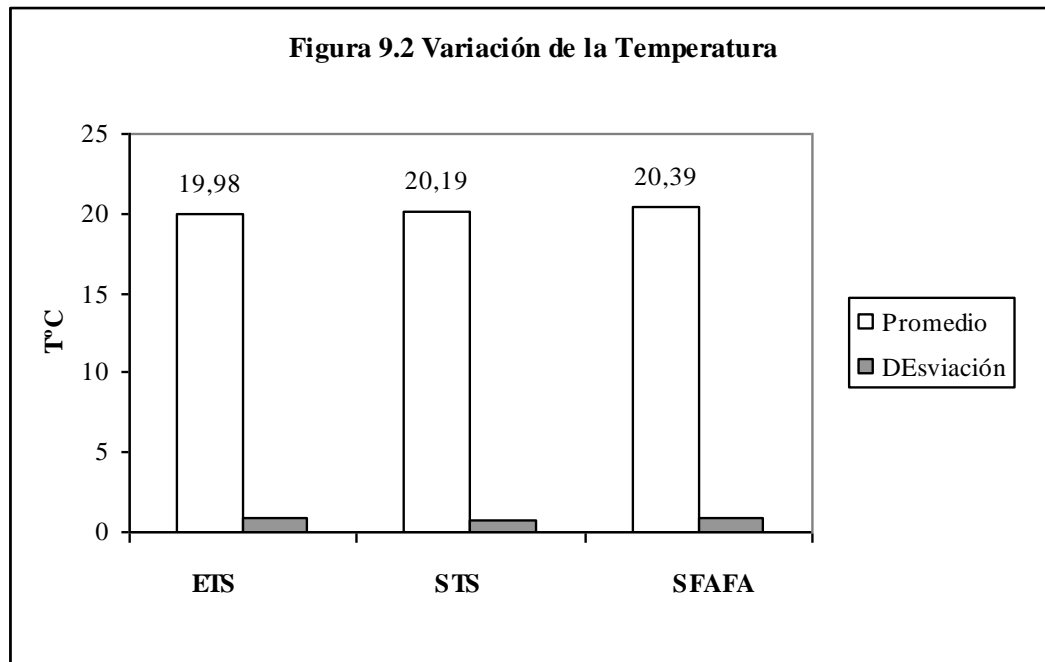
Anexo 3. Datos de Caudal y Pérdidas de Carga no Linealizadas- Carreras II, III y IV.

	Día de Operación	Caudal (L/s)	Perdida Carga Drenaje (cm.)	Perdida Carga Lecho (cm.)	Perdida Carga Total (cm.)
CARRERA II	1	3,49	12,5	1,6	14,1
	3	2,07	5,9	1,5	7,4
	4	2,18	11,4	1,4	12,8
	5	2,07	10,6	1,6	12,2
	6	1,86	10,2	0,4	10,6
	7	1,46	5,0	1,8	6,8
	8	2,67	16,6	2,9	19,5
	10	2,79	22,2	2,6	24,8
	11	2,54	12,0	4,1	16,1
	12	2,67	21,7	4,4	26,1
	13	2,07	9,8	2,6	12,4
	14	2,07	13,4	1,4	14,8
	15	2,07	17,4	0,5	17,9
	CARRERA III	2	1,96	9,7	1,5
3		1,95	9,3	1,0	10,3
4		2,42	11,9	1,2	13,1
5		2,18	11,9	1,5	13,4
7		1,56	7,8	1,5	9,3
10		2,54	22,6	3,1	25,7
11		1,75	7	1,4	8,4
12		3,06	24,3	4,4	28,7
13		1,75	11,8	1,9	13,7
15		1,56	21,1	2,3	23,4
CARRERA IV	1	2,42	14,1	2,9	17
	2	1,96	14,9	2,9	17,8
	3	1,37	10,6	2,6	13,2
	5	1,96	14,6	2	16,6
	8	1,56	13,8	3,2	17
	9	1,96	16	1,4	17,4
	10	2,79	27,5	6	33,5
	13	2,93	9,4	3,6	13
	15	2,54	26,8	6,9	33,7

Anexo 4. Variación de la Temperatura en los Diferentes Puntos de Muestreo

Fecha	ETS	STS	S. FAFA
Abril 15-05	20,15	20,20	20,20
Abril 18-05	19,30	19,60	19,60
Abril 20-05	19,80	19,95	20,05
Abril 23-05	20,30	20,50	20,50
Abril 27-05	21,20	21,40	21,45
Abril 29-05	19,80	20,05	20,10
Mayo 2-05	18,90	19,10	19,60
Mayo 4-05	18,80	19,20	19,60
Mayo 6-05	21,60	21,80	22,60
Mayo 10-05	19,80	20,00	20,20
Mayo 13-05	20,00	20,40	20,70
Mayo 15-05	20,05	20,10	20,10

Promedio	19,98	20,19	20,39
Desviación	0,82	0,79	0,87
Máximo	21,60	21,80	22,60
Mínimo	18,80	19,10	19,60
N° de datos	12,00	12,00	12,00



Anexo 5. Variación del pH en los Diferentes Puntos de Muestreo

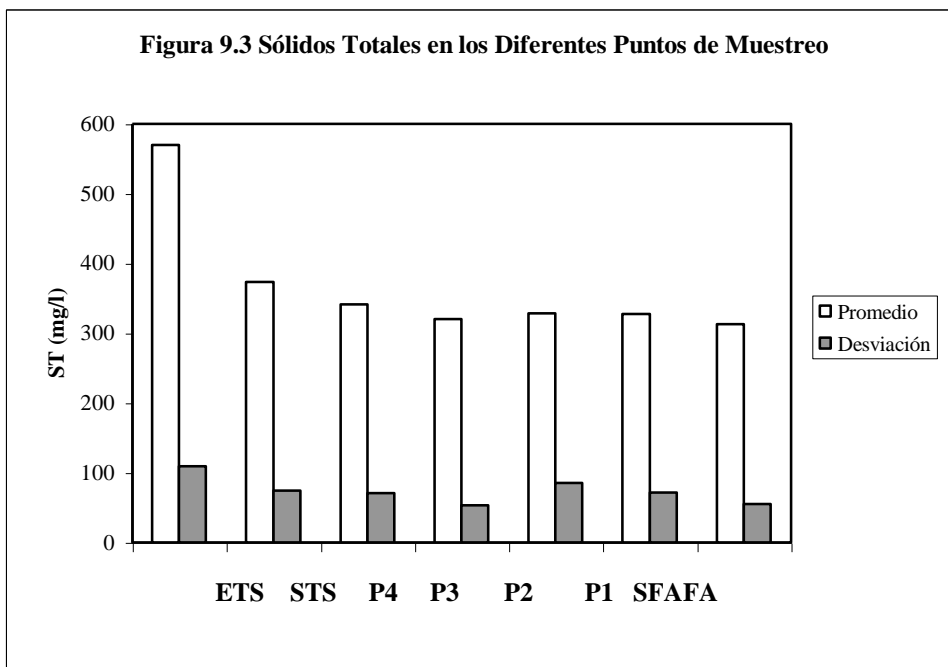
Fecha	ETS	STS	P4	P3	P2	P1	S. FAFA
Abril 15-05	6,80	6,81	6,82	6,79	6,82	6,81	6,78
Abril 18-05	7,06	7,04	7,24	7,28	7,35	7,33	7,01
Abril 20-05	7,12	7,01	7,49	7,70	7,66	7,70	7,07
Abril 23-05	6,80	6,67	7,12	7,10	7,35	7,42	6,75
Abril 27-05	6,91	6,82	7,24	7,30	7,40	7,35	6,88
Abril 29-05	6,85	6,60	6,71	6,59	6,62	6,55	6,64
Mayo 2-05	7,04	6,97	7,31	7,52	7,54	7,63	6,95
Mayo 4-05	6,90	6,71	6,95	7,07	7,21	7,23	6,87
Mayo 6-05	6,92	6,87	7,36	7,38	7,39	7,12	7,20
Mayo 10-05	6,91	6,95	7,24	7,30	7,28	7,32	7,11
Mayo 13-05	6,98	6,94	7,33	7,33	7,37	7,41	7,18
Mayo 15-05	6,84	6,86	7,14	7,00	6,98	6,94	6,94

Máximo	7,12	7,04	7,49	7,70	7,66	7,70	7,20
Mínimo	6,80	6,60	6,71	6,59	6,62	6,55	6,64
Nº de Datos	12	12	12	12	12	12	12

Anexo 6. Sólidos Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo

ST	E. TS	S. TS	P4	P3	P2	P1	S. FAFA
Abril 15 - 05	545	428	451	395	403	443	411
Abril 18 - 05	689	407	358	385	458	387	297
Abril 20 - 05	661	413	385		343	336	253
Abril 23 - 05	683	409	350	323	316	302	387
Abril 27 - 05	555	389	345	357	347	355	315
Mayo 2 - 05	449	331	305	311	229	285	295
Mayo 4 - 05	509	253	261	265	175	236	258
Mayo 6 - 05	487	381		287		306	301
Mayo 10 - 05	593	446	321	336	317	314	291
Mayo 13 - 05	715	425	421	317	370	423	377
Mayo 15 - 05	378	221	213	223		216	253

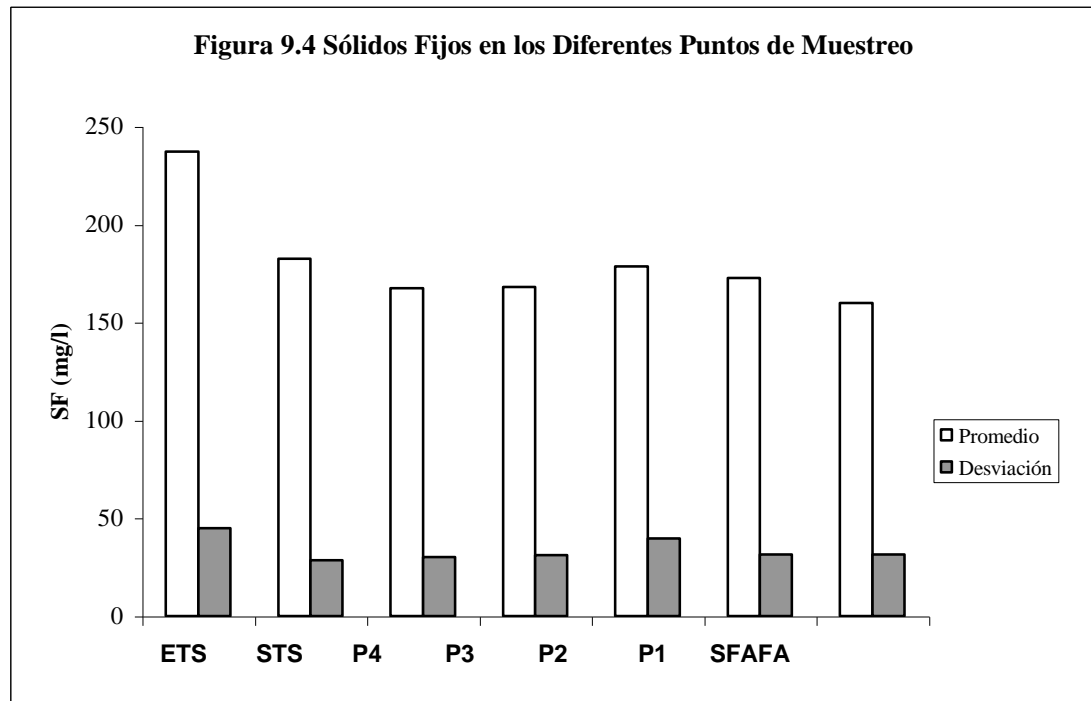
% Remoción TS	34,51
% Remoción FAFA	16,23
% Remoción Total	50,74



Anexo 7. Sólidos Fijos Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo

SF	E. TS	S. TS	P4	P3	P2	P1	S. FAFA
Abril 15 - 05	207	195	224	215	209	209	219
Abril 18 - 05	317	213	187	201	249	201	129
Abril 20 - 05	261	191	172		164	174	131
Abril 23 - 05	289	155	131	118	115	115	142
Abril 27 - 05	289	197	175	176	181	184	183
Mayo 2 - 05	187	195	179	167	181	182	165
Mayo 4 - 05	210	158	133	138	131	145	119
Mayo 6 - 05	223	188		171		183	168
Mayo 10 - 05	213	191	163	177	186	188	185
Mayo 13 - 05	223	209	183	189	189	196	186
Mayo 15 - 05	187	116	127	130		121	133

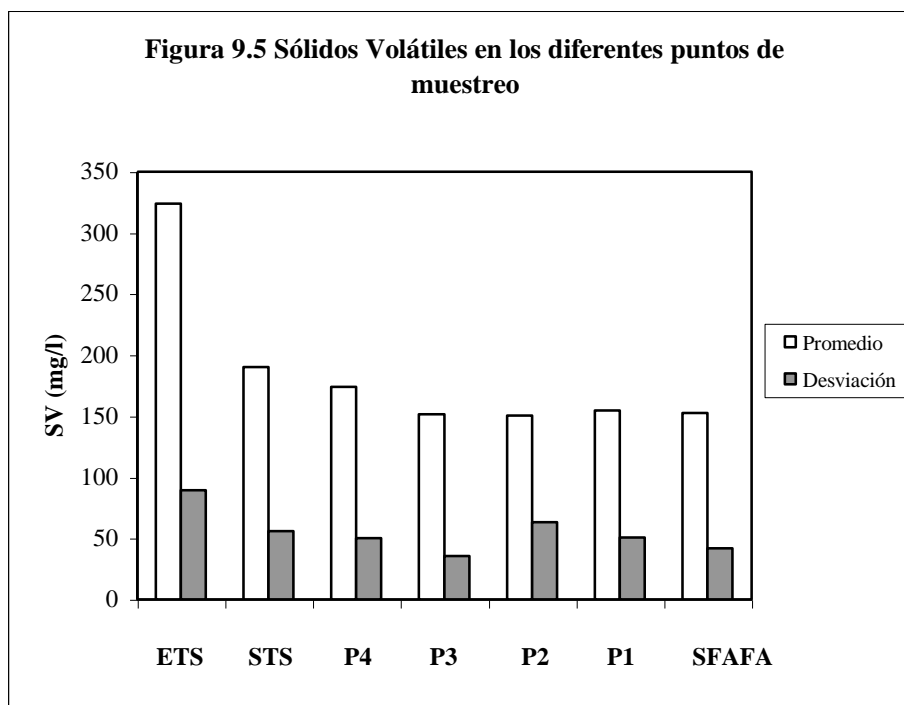
% Remoción TS	22,97
% Remoción FAFA	12,38
% Remoción Total	35,35



Anexo 8. Sólidos Volátiles Totales en los Diferentes Puntos de Muestreo

SV	E. TS	S. TS	P4	P3	P2	P1	S. FAFA
Abril 15 - 05	242	233	227	181	194	233	193
Abril 18 - 05	372	194	171	184	209	185	167
Abril 20 - 05	401	223	213		179	162	122
Abril 23 - 05	394	255	219	203	201	187	245
Abril 27 - 05	266	192	171	181	166	171	133
Mayo 2 - 05	262	135	126	143	48	103	129
Mayo 4 - 05	299	95	127	127	44	91	139
Mayo 6 - 05	263	193		116		123	133
Mayo 10 - 05	380	255	159	159	131	126	106
Mayo 13 - 05	491	215	238	128	181	227	191
Mayo 15 - 05	191	105	87	93		95	119

% Remoción TS	41,20
% Remoción FAFA	19,93
% Remoción Total	61,12



Anexo 9. Carga de Sólidos Totales en las Unidades de Tratamiento

ST	Q (l/s)	C ETS (Kg/d)	C STS (Kg/d)	C SFAFA (Kg/d)
Abril 15 - 05	2,54	120	94	90
Abril 18 - 05	2,07	123	73	53
Abril 20 - 05	2,07	118	74	45
Abril 23 - 05	2,67	157	94	89
Abril 27 - 05	2,67	128	90	73
Mayo 2 - 05	1,96	76	56	50
Mayo 4 - 05	2,42	106	53	54
Mayo 6 - 05	1,29	54	42	33
Mayo 10 - 05	2,54	130	98	64
Mayo 13 - 05	1,75	108	64	57
Mayo 15 - 05	1,56	51	30	34

Promedio		107	70	58
Desviación		33	23	19
Máximo		157	98	90
Mínimo		51	30	33
Nºde Datos		11	11	11

CO ETS (Kg/d)

:Carga Orgánica Entrada Tanque Séptico

CO STS (Kg/d)

:Carga Orgánica Salida Tanque Séptico

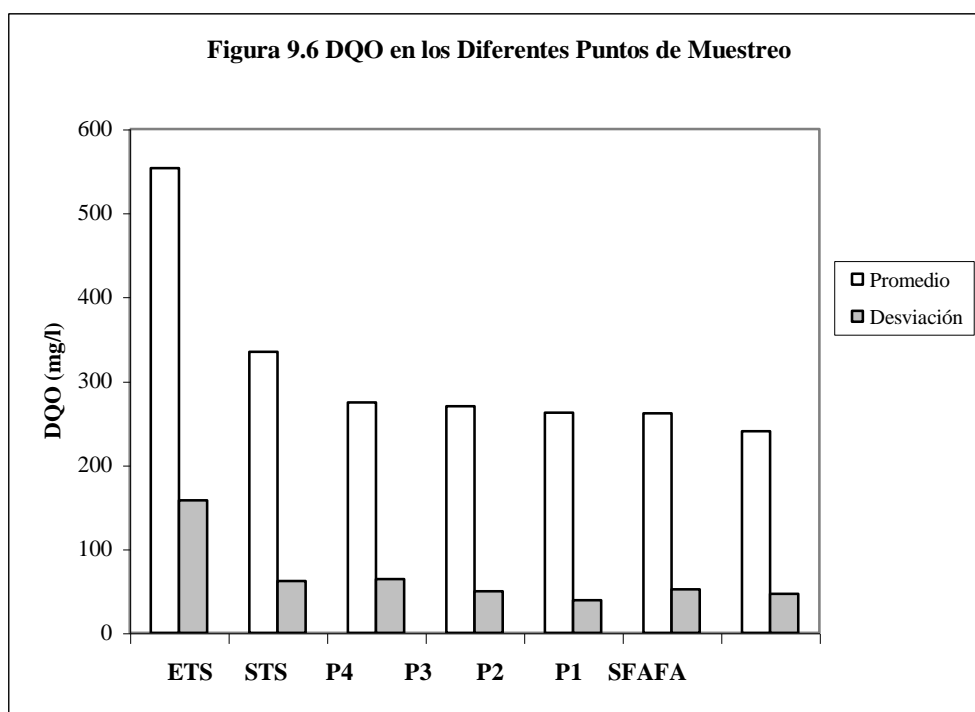
CO SFAFA (Kg/d):

:Carga Orgánica Salida Filtro Anaerobio

Anexo 10. Demanda Química de Oxígeno (DQO) en los Diferentes Puntos de Muestreo

Fecha	ETS	STS	P4	P3	P2	P1	S. FAFA
Abril 15-05	398	309	287	277	274	269	236
Abril 18-05	738		345	350	299	341	
Abril 20-05	521	385	304	213	249	224	282
Abril 23-05	476	231	186	251			256
Abril 27-05	395	382	211	213	211	208	211
Abril 29-05	400	277	249	269	236	231	213
Mayo 2-05	453	324	261	244	241	249	249
Mayo 4-05	521	274	186	219	220	186	191
Mayo 6-05	725	360	307	327	278	297	289
Mayo 10-05	788	390	297	266	279	277	261
Mayo 13-05	783	418	387	337	337	334	307
Mayo 15-05	443						148

% Remoción TS	39,46
% Remoción FAFA	28,27
% Remoción Total	67,73



Anexo 11. Carga de Demanda Química de Oxígeno (DQO) en las Unidades de Tratamiento

ST	Q (l/s)	C ETS (Kg/d)	C STS (Kg/d)	C SFAFA (Kg/d)
Abril 15 – 05	2,54	87	68	52
Abril 18 – 05	2,07	132		
Abril 20 – 05	2,07	93	69	50
Abril 23 – 05	2,67	110	53	59
Abril 27 – 05	2,67	91	88	49
Mayo 2 – 05	1,96	72	49	38
Mayo 4 – 05	2,42	77	55	42
Mayo 6 – 05	1,29	109	57	40
Mayo 10 - 05	2,54	81	40	32
Mayo 13 - 05	1,75	173	86	57
Mayo 15 - 05	1,56	119	63	46

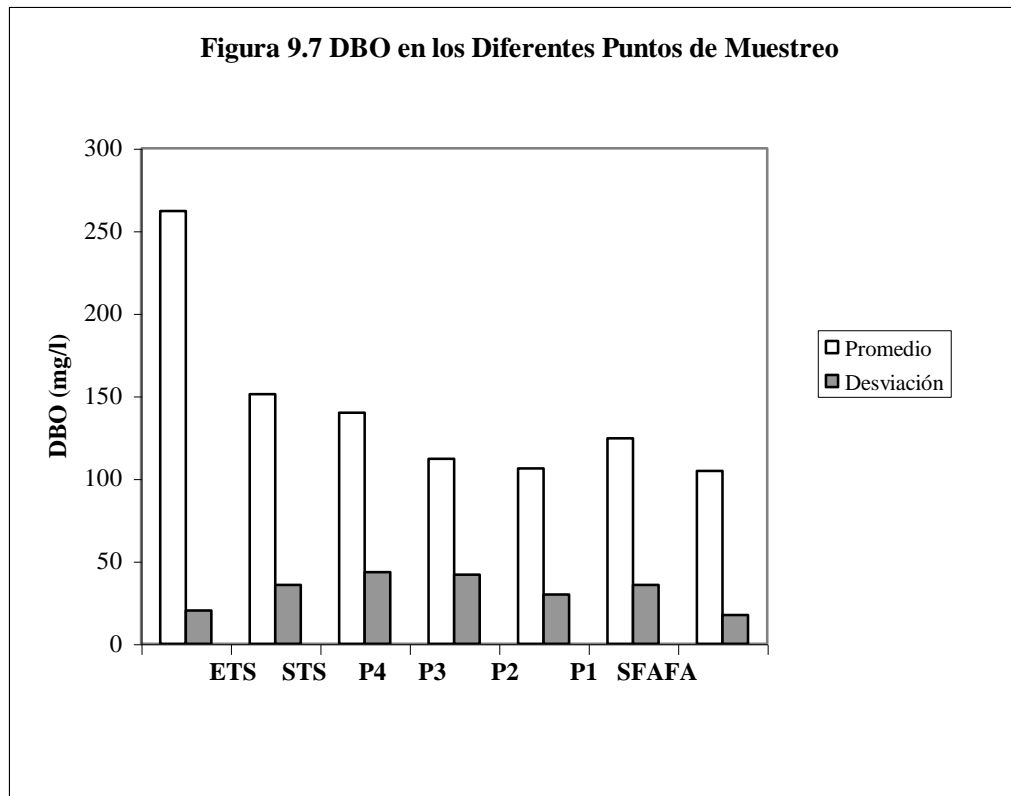
Promedio	100	63	44
Desviación	31	15	11
Máximo	173	88	59
Mínimo	60	40	20
Número de Datos	12	10	11

CO ETS (Kg/d) :Carga Orgánica Entrada Tanque Séptico
CO STS (Kg/d) :Carga Orgánica Salida Tanque Séptico
CO SFAFA (Kg/d): :Carga Orgánica Salida Filtro Anaerobio

Anexo 12. Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) en los Diferentes Puntos de Muestreo

Fecha	ETS	STS	P4	P3	P2	P1	S. FAFA
Abril 15-05	248	199	197	174	139	142	133
Abril 20-05		122				111	96
Abril 23-05	237	128	101	80	68	68	106
Abril 29-05	269	121		92		147	88
Mayo 6-05	267	192	148	135	118	154	
Mayo 13-05	289	145	113	78	101		101

% Remoción TS	42,3			
% Remoción FAFA	30,7			
% Remoción Total	60,0			
Relación DBO/DQO	0,47	0,45		0,44



Anexo 13. Datos para la Determinación de Velocidad de Lavado - Carreras I, II, III

Lavado 1 - Abril 15 / 05

Distancia (cm)	Tiempo (min)	Velocidad (cm/min)	Velocidad (m/h)
28,4	1,47	19,32	11,59
44,0	2,18	20,18	12,11
48,0	1,42	33,80	20,28
20,0	2,23	8,97	5,38
30,0	2,71	11,07	6,64
Promedio	10,01	18,67	11,20

Lavado 2 - Abril 30 / 05

Distancia (cm)	Tiempo (min)	Velocidad (cm/min)	Velocidad (m/h)
24,8	2,48	10,00	6,00
24,0	1,2	20,00	12,00
50,0	3,05	16,39	9,84
20,0	2,02	9,90	5,94
30,0	2,85	10,53	6,32
Promedio	11,6	13,36	8,02

Lavado 3 - Mayo 15 / 05

Distancia (cm)	Tiempo (min)	Velocidad (cm/min)	Velocidad (m/h)
16,0	2,00	8,00	4,80
24,0	3,66	6,56	3,94
25,0	4,67	5,36	3,21
25,0	1,06	23,69	14,22
20,0	4,02	4,98	2,99
Promedio	15,40	9,72	5,83

Anexo 14. Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO)

Lavado 1

Muestra	Tiempo (min)	DQO (mg/L)
1	1	2455
2	2	1850
3	3	1698
4	4	1598
5	5	1043
6	6	849

Muestra	Tiempo (min)	DBO (mg/L)
1	1	1143
2	2	893
4	4	489

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Sólidos Suspendidos Fijos y Volátiles

Lavado 2

Muestra	Tiempo (min)	DQO (mg/L)
1	1	4623
2	2	3110
3	3	2858
4	4	1295
5	5	950
6	6	993
7	7	748
8	8	1404
9	9	2891
10	10	4227
11	11	2765

Muestra	Tiempo (min)	DBO (mg/L)
1	1	2242
3	3	1011
4	4	615
6	6	521
8	8	440
10	10	1143

Muestra	T (min)	SST (mg/l)	SSF (mg/l)	SSV (mg/l)
1	1	6410	1920	4490
2	2	3920	1040	2880
3	3	4260	1110	3150
4	4	2750	670	2080
5	5	1880	240	1640
6	6	2360	220	2140
7	7	1860	290	1570
8	8	1990	340	1650
9	9	4700	1210	3490
10	10	4210	850	3360

Lavado 3

Muestra	Tiempo (min)	DQO (mg/L)
1	1	3727
2	2	1226
3	3	648
4	4	597
5	5	975
6	6	1278
7	7	950
8	8	3576
9	9	1988
10	10	1152

Muestra	Tiempo (min)	DBO (mg/L)
1	1	2149
3	3	341
5	5	299
7	7	448
9	9	1552
11	11	149

Muestra	Tiempo (min)	SST (mg/l)	SSV (mg/l)	SSF (mg/l)
1	1	4025	2788	1238
2	2	724	500	224
3	3	200	173	27
4	4	234	182	52
5	5	484	340	144
6	6	512	422	90
7	7	354	252	102
8	8	1697	1120	577
9	9	3250	2085	1165
10	10	1427	980	447
11	11	584	412	172