



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE CIENCIAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA

**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA LA PARROQUIA MALIMPIA, DEL CANTÓN
QUININDÉ”**

TRABAJO DE TITULACIÓN
TIPO: PROYECTO TÉCNICO

Presentado para optar por el título de:

INGENIERO QUÍMICO

AUTOR: FERNANDO LIBERMAN COPETE MENDEZ

DIRECTOR: ING .HUGO SEGUNDO CALDERON

Riobamba - Ecuador

2018

©2018, Fernando Liberman Copete Mendez.

Se autoriza la reproducción total o parcial con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento, siempre y cuando se reconozca el Derecho de autor.

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE
CHIMBORAZO FACULTAD DE CIENCIAS**

**ESCUELA DE INGENIERÍA
QUÍMICA**

El Tribunal de Trabajo de titulación certifica que: el presente trabajo de investigación **“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA PARROQUIA MALIMPIA, DEL CANTÓN QUININDÉ”** de responsabilidad del señor Fernando Liberman Copete Mendez ha sido revisado por los Miembros del Tribunal del Trabajo de titulación, quedando autorizada así su presentación.

FIRMA

FECHA

Ing. Hugo Calderón

02/02/2018

**DIRECTOR DEL
TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Ing. Mayra Zambrano

02/02/2018

**MIEMBRO DEL
TRIBUNAL**

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo, Fernando Liberman Copete Mendez, declaro que el presente trabajo de titulación es de mi autoría y que los resultados del mismo son auténticos y originales. Los textos constantes en el documento que provienen de otra fuente están debidamente citados y referenciados.

Como autor, asumo la responsabilidad legal y académica de los contenidos de este trabajo de titulación.

Riobamba, 02 de Febrero 2018

Fernando Liberman Copete Mendez
080432768-2

Yo, FERNANDO LIBERMAN COPETE MENDEZ, soy responsable de las ideas, doctrinas y resultados expuestos, y el patrimonio intelectual del trabajo de investigación pertenece a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO

Fernando Liberman Copete Mendez

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación va dedicado con toda la humildad para mi bella madre María Mendez que siempre confió en mí a pesar de las adversidades que tuvimos que pasar en el transcurso de la carrera.

A mi padre que tuvo la paciencia y dedicación brindándome su apoyo para sacar adelante este trabajo.

Fernando Copete

AGRADECIMIENTO

Agradecido con Dios por cuidarme y darme la oportunidad de terminar una etapa más de mi vida.

A mis padres que han llevado a cabo un gran sacrificio para darme la oportunidad de cursar una carrera universitaria.

A mi familia que han sabido soportarme y entenderme durante todo el trayecto de la carrera.

A mi amigo de siempre Brayan Tama por su colaboración constante en este trabajo de titulación.

A los ingenieros Hugo Calderón y Mayra Zambrano por su tiempo y paciencia dedicado a la orientación de la tesis.

A todas las personas que de alguna manera u otra estuvieron presentes con su ayuda en los momentos críticos de mi vida y mi carrera.

Fernando Copete

TABLA DE CONTENIDO

Paginas

RESUMEN	xvi
SUMMARY	xvii
CAPITULO I	
1. DIAGNÓSTICO Y DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	
<i>1.1 Identificación del Problema</i>	1
<i>1.2 Justificación del proyecto</i>	2
<i>1.3 Línea de base del proyecto</i>	3
<i>1.3.1 Panorama actual</i>	3
<i>1.3.2 Metodología</i>	4
<i>1.3.3 Muestreo</i>	5
<i>1.3.4 Caracterización inicial del agua residual</i>	5
<i>1.3.5 Parámetros fuera de límites permisible</i>	6
<i>1.3.6 Preparación del coagulante de almidón de yuca</i>	8
<i>1.3.7 Pruebas de Tratabilidad</i>	8
<i>1.3.8 Medición del caudal</i>	16
<i>1.4 Beneficiarios directos e indirectos</i>	17
CAPÍTULO 2	
2. OBJETIVOS DEL PROYECTO	
<i>2.1 Objetivo General</i>	18
<i>2.2 Objetivos Específicos</i>	18
CAPÍTULO 3	
3. ESTUDIO TÉCNICO	
<i>3.1 Localización del proyecto</i>	19
<i>3.1.3 Habitantes</i>	20
<i>3.1.4 Factores Climáticos</i>	21
<i>3.1.5 Hidrografía</i>	21
<i>3.2 Ingeniería del Proyecto</i>	22
<i>3.2.1 Aguas Residuales</i>	22
<i>3.2.1.1 Tipos de aguas residuales</i>	22
<i>3.2.1.2 Importancia Ecológica y Sanitaria</i>	22
<i>3.2.1.3 Consecuencia de las aguas residuales</i>	23
<i>3.2.1.4 Cantidad de aguas residuales</i>	24
<i>3.2.1.5 Parámetros físicos</i>	25

3.2.1.6	<i>Parámetros químicos</i>	27
3.2.1.7	<i>Características microbiológicas</i>	31
3.2.2	<i>Tratamiento de Aguas residuales</i>	34
3.2.2.1	<i>Tratamiento previo</i>	34
3.2.2.2	<i>Tratamiento primario</i>	35
3.2.2.3	<i>Tratamiento secundario (biológicos)</i>	36
3.2.2.4	<i>Tratamiento terciario</i>	37
3.2.2.5	<i>Tratamiento de lodos</i>	37
3.2.3	<i>Coagulantes naturales</i>	38
3.2.3.1	<i>Almidón</i>	39
3.2.3.2	<i>Taninos</i>	40
3.2.3.3	<i>Semilla del tamarindo</i>	41
3.2.3.4	<i>Quitosán</i>	42
3.2.4	<i>Tecnologías emergentes para tratamiento de aguas residuales</i>	42
3.2.4.1	<i>Procesos de oxidación avanzada (POAs)</i>	43
3.2.4.2	<i>Oxidación avanzada con ozono</i>	45
3.2.4.3	<i>Procesos Fenton</i>	46
3.2.4.5	<i>Oxidación Foto catalítica</i>	48
3.2.4.6	<i>Electrocoagulación</i>	49
3.2.4.7	<i>Osmosis inversa</i>	50
3.2.5	<i>Marco legal</i>	51
3.2.6	<i>Parámetros de diseño de sistema de tratamiento de aguas residuales</i>	54
3.2.6.1	<i>Población futura</i>	54
3.2.6.2	<i>Caudal (Q)</i>	54
3.2.6.3	<i>Canal</i>	57
3.2.6.4	<i>Rejillas</i>	61
3.2.6.5	<i>Ecualizador</i>	65
3.2.6.6	<i>Coagulante Natural –almidón de yuca</i>	68
3.2.6.7	<i>Lodos activados</i>	69
3.2.6.8	<i>Sedimentador secundario</i>	81
3.2.6.9	<i>Filtros</i>	85
3.2.6.10	<i>Porcentaje de remoción</i>	93
3.2.6.11	<i>Lecho de secado</i>	93
3.3	<i>Dimensionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales</i>	97
3.3.1	<i>Calculo de la relación DB05/DQ0</i>	98
3.3.2	<i>Determinación de la población futura</i>	98
3.3.3	<i>Determinación del caudal</i>	99

3.3.4	<i>Dimensionamiento del Canal</i>	100
3.3.5	<i>Dimensionamiento de Rejillas</i>	102
3.3.6	<i>Dimensionamiento del Ecuador</i>	104
3.3.7	<i>Coagulante almidón de yuca</i>	105
3.3.8	<i>Dimensionamiento del Reactor biológico</i>	106
3.3.9	<i>Dimensionamiento del Sedimentador secundario</i>	112
3.3.10	<i>Dimensionamiento de Filtros</i>	114
3.3.11	<i>Porcentaje de remoción</i>	118
3.3.12	<i>Dimensionamiento del lecho de secado</i>	120
3.3.13	<i>Cumplimiento de la norma</i>	121
3.4	<i>Resultados</i>	122
3.4.1	<i>Resultado de la población</i>	122
3.4.2	<i>Resultado del caudal</i>	122
3.4.3	<i>Resultado de la relación DBO5/DQO</i>	123
3.4.4	<i>Resultados del dimensionamiento</i>	123
3.5	<i>Propuesta</i>	129
3.6	<i>Presupuesto</i>	130
3.7	<i>Análisis y discusión de resultados</i>	133
	<i>Conclusiones</i>	137
	<i>Recomendaciones</i>	139
	BIBLIOGRAFÍA	
	ANEXOS	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 Métodos físico- químicos.....	5
Tabla 2-1 Métodos microbiológicos.....	5
Tabla 3-1 Caracterización de la muestra cruda.....	6
Tabla 4-1 Parámetros que no cumplen la normativa vigente.....	6
Tabla 5-1 Gelatinización del almidón.....	8
Tabla 6-1 Pruebas de Jarras.....	9
Tabla 7-1 Dosis más eficaz del almidón de yuca.....	10
Tabla 8-1 Coliformes presentes después del tratamiento con almidón.....	12
Tabla 9-1 Prueba de velocidad de sedimentación.....	13
Tabla 10-1 Sólidos después de la aireación.....	14
Tabla 11-1 Caracterización final.....	15
Tabla 12-1 Aforo del caudal Agosto 2018.....	16
Tabla 1-3 Factores Climáticos.....	21
Tabla 2-3 Unidades de Turbiedad.....	25
Tabla 3-3 Clasificación según el grado de Dureza.....	28
Tabla 4-3 Tipos de biodegradabilidad.....	31
Tabla 5-3 Composición de las aguas residuales doméstica cruda.....	32
Tabla 6-3 Porcentaje de almidón de algunas fuentes.....	39
Tabla 7-3 Potencial de oxidación de algunas especies.....	43
Tabla 8-3 Clasificación de los POAs.....	44
Tabla 9-3 Velocidades del agua medias máximas admisibles para canales abiertos.....	58
Tabla 10-3 Caudal en función del borde libre en canales abiertos.....	58
Tabla 11-3 Revisión de la capacidad de conducción de los canales revestidos.....	58
Tabla 12-3 Coeficiente de Manning.....	58
Tabla 13-3 Forma del vertedero en función del caudal.....	59
Tabla 14-3 Medidas típicas del canal de rejillas de un sistema manual.....	62
Tabla 15-3 Dimensiones para el diseño de rejillas de limpieza manual.....	62
Tabla 16-3 Parámetros de diseño para un tanque equalizador.....	66
Tabla 17-3 Valores para el cálculo del Eequalizador.....	66
Tabla 18-3 Bacterias presentes en los lodos activados.....	69
Tabla 19-3 Valores de coeficiente cinéticos para proceso de lodos activados.....	73
Tabla 20-3 Parámetros de diseño para proceso de lodos activados.....	73
Tabla 21-3 Parámetros de diseño para sedimentadores secundarios.....	82
Tabla 22-3 Criterios dimensionales para sedimentadores secundarios.....	82
Tabla 23-3 Parámetros para la filtración.....	86
Tabla 24-3 Materiales empleados para la filtración.....	87
Tabla 25-3 Numero de filtros según la población.....	87
Tabla 26-3 Valores para el cálculo del porcentaje de remoción.....	93
Tabla 27-3 Valores para el cálculo de lecho de secado.....	93
Tabla 28-3 Tiempo requerido para la digestión de lodos.....	94
Tabla 29-3 Datos para el cálculo de la relación.....	98
Tabla 30-3 Datos para el cálculo de la población futura.....	98
Tabla 31-3 Datos para el cálculo del caudal.....	99
Tabla 32-3 Datos para el cálculo de rejillas de limpieza manual.....	102
Tabla 33-3 Datos para el cálculo del reactor biológico.....	106
Tabla 34-3 Cumplimiento de la normativa vigente.....	121

Tabla 35-3 Resultado de la población	122
Tabla 36-3 Resultado del caudal	122
Tabla 37-3 Caudal Promedio día de Agua Residual	122
Tabla 38-3 Resultado de la relación DBO5/DQO	123
Tabla 39-3 Especificaciones del Canal.....	123
Tabla 40-3 Especificaciones de las rejillas	124
Tabla 41-3 Especificaciones Ecuilizador	124
Tabla 42-3 Resultados Almidón de yuca.....	125
Tabla 43-3 Especificaciones del Reactor biológico.....	125
Tabla 44-3 Especificaciones del Sedimentador Secundario	126
Tabla 45-3 Especificaciones del filtro	127
Tabla 46-3 Resultados de remoción	128
Tabla 47-3 Especificaciones del lecho de secado.....	128
Tabla 48-3 Componentes de los costos de implementación	130
Tabla 49-3 Estimación de costo del proyecto	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Transición estructural del almidón de yuca por gelatinización	8
Figura 1.3 Macro-localización de la Parroquia Malimpia.....	19
Figura 2-3 Micro localización de la Parroquia Malimpia.....	20
Figura 3-3 Ríos de la parroquia Malimpia.....	21
Figura 4.3 Ciclo de manejo de las aguas	24
Figura 5.3 Sólidos presentes en el agua.....	27
Figura 6.3 Curva característica de la DBO	30
Figura 7.3 Método empleado para realizar el recuento de bacterias	32
Figura 8.3 Planta de tratamiento con lodos activado	34
Figura: 9.3 Pretratamiento rejillas	35
Figura 10.3 Sistema de tratamiento primario típico.....	35
Figura 11.3 Sistema S. (a) sistema de lodos activados; y (b) filtros percoladores	36
Figura 12.3 Desinfección ultravioleta UV	37
Figura 13.3 Tratamiento de lodos	38
Figura 14.3 Almidón de yuca	40
Figura 15.3 <i>Acacia mearnsii de wild</i>	40
Figura 16.3 Semilla de tamarindo.....	41
Figura 17.3 Fuente de la Quitina	42
Figura 18.3 Proceso de formación de radical hidroxilo.....	43
Figura 19.3 Generación de ozono	45
Figura 20.3 Mecanismo de reacción del foto-Feton	47
Figura 21.3 Mecanismo de Fotocatálisis con dióxido de titanio	48
Figura 22.3 Proceso de electrocoagulación	49
Figura 23.3 Osmosis inversa.....	51
Figura 24.3 Canal de entrada a una planta depuradora.....	58
Figura 25.3 Disposición de las rejillas de limpieza manual	61
Figura 26.3 Factores de forma β para secciones usuales de barras de rejillas	62
Figura 27.3 Ecuación de flujo	66
Figura 28.3 Proceso de tratamiento de lodos activados con recirculación externa	70
Figura 29.3 Papel de las bacterias en el tratamiento biológico.....	70
Figura 30.3 Reactor biológico	71
Figura 31.3 Difusores de aire en el tanque	72
Figura 32.3 Sistema de Difusores	72
Figura 33.3 sistema de difusión: a) burbuja fina y b) burbuja gruesa	73
Figura 34-3 Sección transversal de un tanque sedimentador secundario	81
Figura 35.3 Filtro con drenaje inferior común.....	86

ÍNDICE DE FOTOGRAFIA

Fotografía 1.1 Coagulante de almidón de yuca	9
Fotografía 2.1 NTU final después del coagulante natural	11
Fotografía 3.1 Antes y Después del coagulante natural	11
Fotografía 4.1 Viales de alto rango para DQO	12
Fotografía 5.1 Placa contaminada luego del coagulante natural	12
Fotografía 6.1 Proceso de filtración	14
Fotografía 7.1 Agua para la caracterización final	15

ÍNDICE DE GRAFICOS

Gráfico 1-1 Valores caracterización inicial frente los limites máximo permisibles	7
Gráfico 2-1 Parámetros Microbiológicos fuera de normativa vigente	7
Gráfico 3-1 Dosis de almidón de yuca vs % de remoción	10
Gráfico 4-1 Prueba de probeta velocidad de sedimentación	13
Gráfico 1-3 Caudal promedio por días	123

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

%	Porcentaje
°C	Grados Centígrados
µm	Micrómetros
AM	Acuerdo Ministerial
b	Ancho de canal
CR	Coefficiente de retorno
DBO	Demanda Biológica de Oxígeno
DQO	Demanda Química de Oxígeno
Dot	Dotación de agua potable
EAPA	Empresa de Agua Potable y Alcantarillado
ESPOCH	Escuela Superior Politécnica de Chimborazo
e	Espesor
h	Altura de canal
Ha	Habitantes
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censo
INEN	Instituto Ecuatoriano de Normalización
msnm	Metros sobre el nivel del mar
n	Intervalo de tiempo
Pa	Población Actual
PDOT	Plan Desarrollo y Ordenamiento Territorial
Pf	Población Futura
pH	Potencial de Hidrógeno
Qmax	Caudal máximo teórico
r	Índice de crecimiento
TULSMA	Texto Unificado de Legislación Secundaria de Medio Ambiente

RESUMEN

El objetivo fue diseñar un sistema de tratamiento de aguas residuales para la parroquia Malimpia del cantón Quininde, provincia Esmeraldas. Se llevó a cabo la caracterización de las aguas provenientes de las descargas directas del sistema de alcantarillado al Río Guayllabamba además de las mediciones de su caudal que se efectuaron los días de mayor movimiento (Viernes, Sábado, Domingo) en las horas picos (09h00, 13h30, 18h30), proporcionándonos un caudal de aforo de 3.26 L/s, se obtuvo una muestra compuesta para realizar los análisis físico-químico y microbiológico que demostraron que los siguientes parámetros: Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5) 280 mg/L, Demanda Química de Oxígeno (DQO) 540 mg/L, Nitrógeno Total Kjeldahl 69 mg/L, Coliformes Fecales $3.7 * 10^5$ UFC/100mL, se encuentran fuera de los límites permisibles estipulados en el TULSMA, Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce, debido a esto se desarrolló el tratamiento usando el almidón de *Manihot Esculenta* (yuca) 55 ml y el proceso de lodos activados en base a esto se planteó un sistema para su depuración conformado por canal rectangular, rejillas, tanque equalizador, reactor biológico, sedimentador secundario y filtración del cual se obtuvieron porcentajes de remoción: DBO_5 67% , DQO 77.66%, Nitrógeno Total Kjeldahl 59%, Coliformes Fecales 99.61% , otorgando valores que cumplen la Normativa vigente y corroborando la eficiencia del sistema propuesto.

Palabras Claves: <INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA QUÍMICA>, <CONTAMINACIÓN AMBIENTAL > <SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES> > < YUCA (*Manihot esculenta*)> <ALMIDON DE YUCA> <PORCENTAJE DE REMOCIÓN> <LODOS ACTIVADOS> <QUININDE (CANTÓN)>

SUMMARY

The objective was to design a wastewater treatment system for Malimpia parish, Quininde canton, Esmeraldas province. The characterization of water from the direct discharges of the sewage system was carried out in Guayllabamba River. In addition to the measurements of its flow that made the busiest days (Friday, Saturday, Sunday) in the peak hours (09h00, 13h30, 18h30), providing a flow of gauging of 3.26 L/s. A sample was obtained to perform the physical-chemical and microbiological analysis that demonstrated the following parameters: Biochemical Oxygen Demand (BOD_5) 280 mg/L, Oxygen Chemical Demand (OCD) 540 mg/L, Total Nitrogen Kjeldahl 69 mg/L, Faecal Coliforms $3.7 * 10^5$ UFC/100 ml, was found outside the limits allowed in the TULSMA, Ministerial Agreement 097 of November 4th, 2015, Table 9, discharge limits of a freshwater body, due to this, the treatment by the use of starch *Manihot Esculenta* (yuca) 55 ml was developed and the activated sludge process based on this was proposed a system for its purification; consist of rectangular channel, grids, equalizing tank, biological reactor, secondary sediment and filtration from which obtained removal percentages: DBO_5 67%, DQO 77.66%, Total Nitrogen Kjeldahl 59%, Faecal Coliforms 99.61%, granting values that complies with the Current regulations and corroborating the efficiency of the proposed system.

Keywords: <CHEMICAL ENGINEERING AND TECHNOLOGY>, <ENVIRONMENTAL POLLUTION> <WASTEWATER TREATMENT SYSTEM> <YUCCA (*Manihot esculenta*)> <YUCCA STARCH> <PERCENTAGE OF REMOVAL> <ACTIVATED SLUDGE> <QUININDE (CANTON)>

CAPÍTULO I

1. DIAGNÓSTICO Y DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

1.1 Identificación del Problema

El crecimiento de la parroquia Malimpia del cantón Quininde se ha visto en notable ascenso con una tendencia del 1,3 % de crecimiento poblacional según datos del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) censo poblacional del 2010, lo cual sumado a su desarrollo turístico debido a la playita en el estero del mismo nombre, encienden las alarmas sobre la problemática de la contaminación humana sobre el receptor final.

Al Rio Guayllabamba se descargan las aguas residuales de una parroquia que tiene muchos problemas de infraestructura básica en especial en el sector de la salud viéndose este agravado por las enfermedades ocasionadas por la contaminación directa con las aguas residuales (diarrea y, parasitosis intestinal y fiebre tifoidea) que no son tratadas de la manera más idónea previo a su descarga en la fuente hídrica mayor.

Nace en la subcuenta del Guayllabamba para desembocar en la cuenca Esmeraldas, por ello tratamiento de las aguas residuales propuesto busca cumplir el marco legal y normas ambientales establecidas en el país aplicando los conocimientos adquiridos en el trayecto de la carrera de Ingeniera Química, se tomaran muestras del agua residual para su posterior caracterización.

El diseño del sistema de Tratamiento de Aguas Residuales se fundamentara en los resultados de la caracterización del agua para los cálculos, aplicación de procesos y operaciones unitarias necesaria para poder descargar las aguas residuales dentro de la normativa vigente, solventando la necesidad y mejorando la calidad de vida de la población de Malimpia.

1.2 Justificación del proyecto

Se busca minimizar el impacto ambiental ocasionado por las aguas residuales de la parroquia más antigua del cantón Quininde y con mayor proyección, para cumplir con la visión presentada en el plan de reordenamiento territorial que prevé de esta parroquia como un sector sostenible, generador de valor agregado amenazado por el incorrecto manejo y aplicación del sistema de tratamiento de las aguas producto de la actividad antropogénica

El desmedido desfogue de las aguas residuales de Malimpia sin previo control ni caracterización de las mismas va en contra del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente del Agua en el Art. 210 Prohibición.- De conformidad con la normativa legal vigente, donde se enuncia.-“ Se prohíbe la descarga y vertido que sobrepase los límites permisibles o criterios de calidad correspondientes establecidos en este Libro, en las normas técnicas o anexos de aplicación

El desarrollo de este proyecto beneficiará a los moradores de la parroquia Malimpia, a los sectores aledaños que se encuentren en el trayecto del Río Guayllabamba ya que no todas las comunidades cuentan con un sistema de potabilización del agua y debido a la escases de recursos aún siguen medidas ancestrales de depuración del agua del río siendo severamente afectado cuando los niveles de contaminación de esta fuente hídrica se encuentran muy elevados.

Por lo antes mencionado se justifica proponer un “DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA PARROQUIA MALIMPIA DEL CANTÓN QUININDE”, mejorando la calidad de vida de esta parroquia rural con proyección significativa y cumpliendo con parámetros exigidos por el TULSMA, Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

1.3 Línea de base del proyecto

1.3.1 Panorama actual

Desde los inicios las civilizaciones se han formados sus asentamientos en las riberas de los ríos localización clave para el crecimiento de la población la parroquia Malimpia es una clara muestra de ello al ser la parroquia más antigua del cantón Quininde, goza de un clima cálido y una extensa vegetación gracias a la fertilidad de sus suelos que los convierte en idóneos para el desarrollo de la agricultura aumentando la actividad antropogénica de la zona.

Pese a todas las virtudes de esta parroquia se ha visto abandonada en los requerimientos básicos pues a pesar de ser la primera parroquia en constituirse carece de servicios básicos eficientes para su población que ha incrementado considerablemente los últimos años lo cual se convierte en un agravante para las condiciones de salubridad .

La capacidad de autodepuración del Rio Guayllabamba se ve seriamente afectada debido a que solo un pequeño porcentaje de la población tiene acceso al servicio de alcantarillado, los restantes se valen del uso de pozos séptico, se descarga en quebradas, solares vacíos y río: 0,5 % conectados a la red pública de alcantarillado, 35.1% conectados a pozo sépticos ,40.5% conectados a pozo ciego, 0,5% con descarga directa al rio, 9.1% letrina y no tiene el 14.2%.

El agua potable en la parroquia Malimpia es de baja calidad, se desconoce el grado de contaminación del rio con productos químicos usados en la agricultura y que es consumida por algunos segmentos de la población: de rio 39.1%, de pozo 49,2%, de red pública 9,5%, de carro repartidor y 2,1 % de lluvia /albarrada por ello que surge la necesidad de realizar una remediación a los fluidos que se descargan sin previo tratamiento al rio para mejorar la calidad de vida de los pobladores.(PDOT –Malimpia 2015-2019)

1.3.2 Metodología

1.3.2.1 Métodos

Para buscar una solución a la problemática de las aguas residuales de la parroquia Malimpia nos apoyaremos de los métodos Inductivo, Deductivo y Experimental.

Inductivo. Partimos de fenómenos particulares del problema como la observación de las descargas de aguas residuales domesticas al cuerpo hídrico receptor de la parroquia Malimpia, muestreo siguiendo las especificaciones de la Norma Técnica Ecuatoriana. NTE INEN 2169:2013, Agua. Calidad del Agua. Muestreo. Manejo y Conservación de Muestras y la caracterización físico-química y microbiológica del agua residual determinamos el grado de contaminación general que está ocasionando la descarga.

Deductivo. De los fenómenos y hechos generales como el uso de operaciones unitarias, su respectivo dimensionamiento y conformación de un sistema eficiente que permita la descarga dentro de los parámetros establecidos por la Norma de Calidad Ambiental y de Descarga de Efluentes al Recurso Agua según el TULSMA, Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce, se logre reducir los niveles de contaminación del cuerpo de agua dulce.

Experimental. Mediante técnicas establecidas se busca realizar las pruebas de tratabilidad que arrojen los resultados más idóneos para la depuración de las aguas residuales doméstica y permitan el diseño de un sistema eficiente para la parroquia Malimpia valiéndonos de las nuevas investigaciones con el almidón de yuca como coagulante natural y los procesos biológicos más convencionales y efectivos como el proceso de lodos activados.

1.3.2.2 Técnicas

Se desarrolló la caracterización del agua residual siguiendo los Métodos Normalizados. APHA, AWWA, WPCF 17 ed establecidas en el manual del laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias de la ESPOCH.

➤ *Métodos físicoquímicos para caracterizar el agua residual*

Tabla 1-1 Métodos físico- químicos

Determinaciones	Unidades	*Método
pH	Und.	4500-B
Color	Und. Co/Pt	2120-C
Turbiedad	NTU	2130-B
Temperatura	°C	2550-B
Conductividad	μSiems/cm	2510-B
Aceites y Grasas	mg/L	2530-C
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	5220-C
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	5210-B
Fosfatos	mg/L	4500-P-D
Nitrógeno Total Kjedahl	mg/L	HACH 10072
Sulfatos	mg/L	4500 SO ₄ - E
Sólidos Disueltos	mg/L	2540-D
Sólidos Suspendidos Totales	mg/L	2540-C
Sólidos Sedimentables	mg/L	2540-B
Sólidos Totales	mg/L	2540-A

*Fuente, *Métodos Normalizados. APHA, AWWA, WPCF 17 ed*

➤ *Métodos microbiológicos para caracterizar el agua residual*

Tabla 2-1 Métodos microbiológicos

Determinaciones	Unidades	*Método
Coliformes Fecales	UFC/100mL	9222 – B
Coliformes Totales	UFC/100mL	9222 – B

*Fuente, *Métodos Normalizados. APHA, AWWA, WPCF 17 ed.*

1.3.3 Muestreo

Se realizó un muestreo compuesto en las horas consideradas picos 09h00 ,13h30 y 18h30, en la zona de descarga de las aguas residuales guiándonos con las técnicas establecidas en la NORMA TÉCNICA ECUATORIANA NTE INEN 2169:2013 AGUA. CALIDAD DEL AGUA. MUESTREO. MANEJO Y CONSERVACIÓN DE MUESTRA.

1.3.4 Caracterización inicial del agua residual

La muestra para la caracterización proviene de un muestreo in situ en las horas picos y días con mayor actividad y consumo de agua de los pobladores, los análisis fueron realizados en el Laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias –ESPOCH bajo la tutela de la doctora Gina Álvarez.

Tabla 3-1 Caracterización de la muestra cruda

Determinaciones	Unidades	*Método	Límites	Resultados
pH	Und.	4500-B	6-9	7.32
Color	Und. Co/Pt	2120-C	-	1480
Turbiedad	NTU	2130-B	-	179
Temperatura	°C	2550-B	-	21.7
Conductividad	μSiems/cm	2510-B	-	617
Aceites y Grasas	mg/L	2530-C	30	16.1
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	5220-C	200	540
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	5210-B	100	280
Fosfatos	mg/L	4500-P-D	10	7.20
Nitrógeno Total Kjeldahl	mg/L	HACH 10072	50	69
Sulfatos	mg/L	4500 SO ₄ - E	1000	140
Sólidos Disueltos	mg/L	2540-D	-	378
Sólidos Suspendidos Totales	mg/L	2540-C	130	103
Sólidos Sedimentables	mg/L	2540-B		800
Sólidos Totales	mg/L	2540-A	1600	927
Coliformes Fecales	UFC/100mL	9222 - B	2000	375000
Coliformes Totales	UFC/100mL	9222 - B	2000	580000

Fuente, Laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias –ESPOCH

1.3.5 Parámetros fuera de límites permisible

Mediante comparación de resultados determinamos los parámetros que no cumplen con el TULSMA, Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

Tabla 4-1 Parámetros que no cumplen la normativa vigente

Determinaciones	Unidades	Límites	Resultados
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	200	540
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	100	280
Nitrógeno Total Kjeldahl	mg/L	50	69
Coliformes Fecales	UFC/100mL	2000	37500
Coliformes Totales	UFC/100mL	2000	58000

Fuente, ** AM -097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

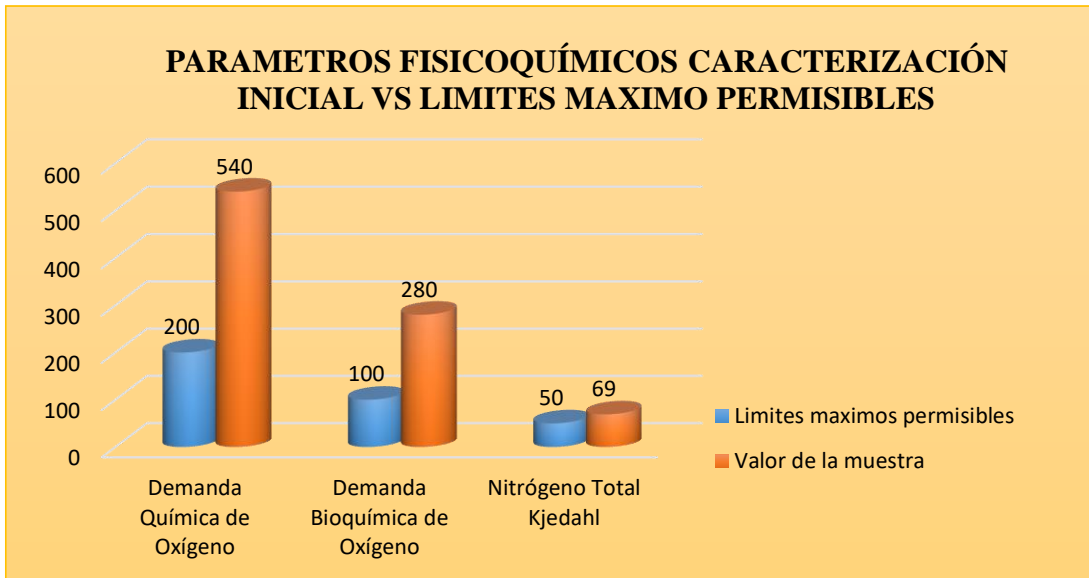


Gráfico 1-1 Valores caracterización inicial frente los límites máximo permisibles

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

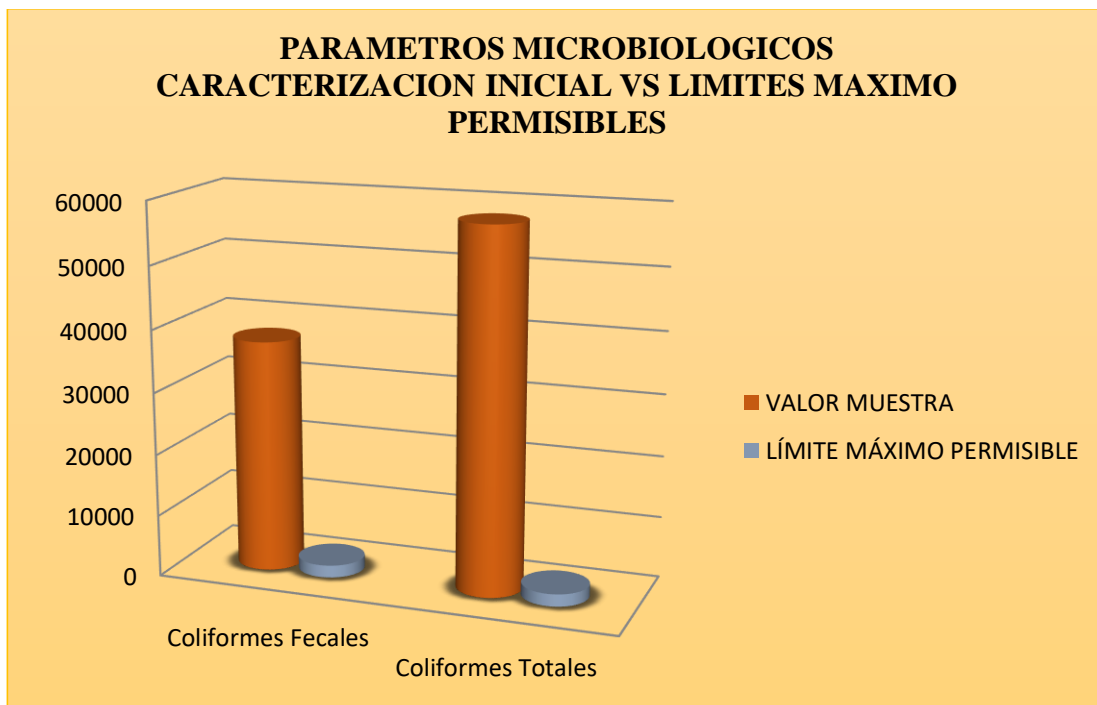


Gráfico 2-1 Parámetros Microbiológicos fuera de normativa vigente

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

1.3.6 Preparación del coagulante de almidón de yuca

Para llevar a cabo el uso del almidón como coagulante natural debemos liberar las moléculas que conforman el almidón de yuca de amilopectina y amilosa que se encuentran encerradas en su envoltura para entrar en contacto con el medio líquido, este proceso se efectuó mediante gelatinización en frío con hidróxido de sodio a la solución concentrada de almidón. (Peñaranda, Perilla, & Algecira, 2008)

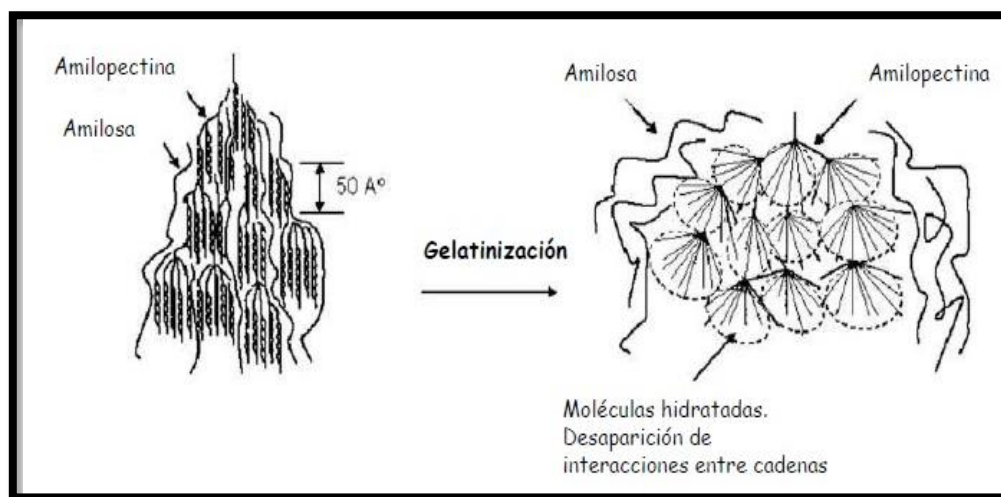


Figura 1.1 Transición estructural del almidón de yuca por gelatinización

Fuente. <http://aulasvirtuales2.uruguayeduca.edu.uy/mod/page/view.php?id=24090>

Tabla 5-1 Gelatinización del almidón

GELATINIZACIÓN						
Concentración %	Concentración ppm	Almidón (g)	Agua para disolver el almidón (ml)	Hidróxido de sodio (g)	Agua para disolver el Hidróxido de sodio (ml)	Volumen a completar (L)
2	20000	20	400	4	20	1

Fuente, (Peñaranda, Perilla, & Algecira, 2008)

1.3.7 Pruebas de Tratabilidad

Las pruebas se llevaron a cabo en el laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias de la ESPOCH, se trató el agua residual muestreada de la parroquia Malimpia utilizando el coagulante natural de almidón de yuca como alternativa para el proceso de coagulación después

de algunas pruebas de jarras se encontró la cantidad más eficiente de coagulante de concentración descrita. (Ver **Tabla 7-1**)



Fotografía 1.1 Coagulante de almidón de yuca

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

Tabla 6-1 Pruebas de Jarras

100 rpm, 5 minutos					
Conc (%)	Dosis (ml)	Concentración(ppm) Almidón de yuca	Turbiedad Inicial (NTU)	Turbiedad final (NTU)	% de remoción
1	10	10000	178	182	-2.24
1	20	10000	178	191	-7.30
1	30	10000	178	188	-5.61
1	40	10000	178	196	-10.21
1	50	10000	178	213	-19.66
1	60	10000	178	191	-7.30
3	10	30000	178	186	-4.49
3	20	30000	178	193	-8.42
3	30	30000	178	221	-24.15
3	40	30000	178	254	-42.69
3	50	30000	178	273	-53.37
3	60	30000	178	279	-56.75

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

Tabla 7-1 Dosis más eficaz del almidón de yuca

100 rpm, 5 minutos					
Conc (%)	Dosis (ml)	Concentración(ppm) Almidón de yuca	Turbiedad Inicial (NTU)	Turbiedad final (NTU)	% de remoción
2	10	20000	178	174.5	2.07
2	15	20000	178	175.1	1.62
2	20	20000	178	149.8	15.84
2	25	20000	178	141.3	20.61
2	30	20000	178	129.7	27.13
2	35	20000	178	121.2	31.91
2	40	20000	178	114.6	35.61
2	45	20000	178	92.1	48.25
2	50	20000	178	79.7	55.22
2	55	20000	178	70.4	61.04
2	60	20000	178	83.2	53.25
2	70	20000	178	104,7	41.17

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

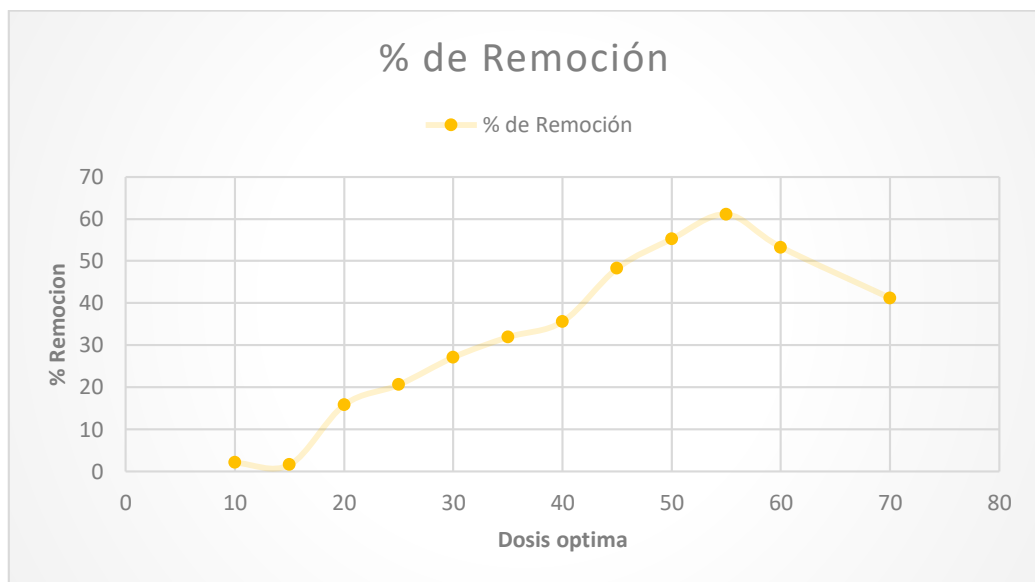


Gráfico 3-1 Dosis de almidón de yuca vs % de remoción

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

Los 55 ml fueron lo máximo que se pudo dosificar porque debido a las características de del coagulante natural este procede a dar una tonalidad blanquecina al agua aumentando su turbiedad.



Fotografía 2.1 NTU final después del coagulante natural

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018



Fotografía 3.1 Antes y Después del coagulante natural

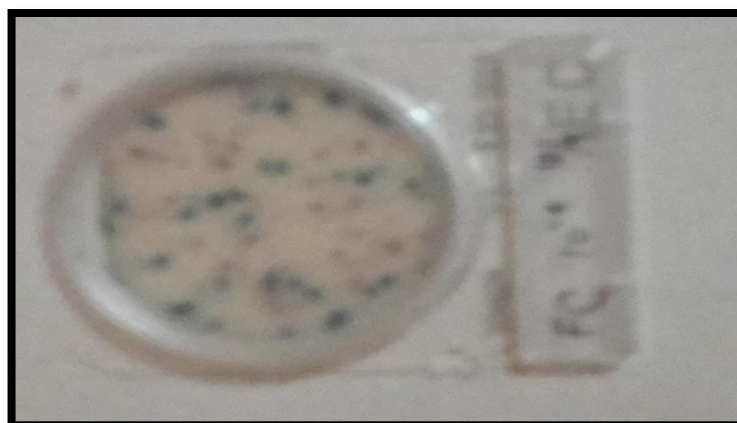
Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

Al realizar los análisis de *DQO* para el control y verificación de la efectividad del coagulante nos encontramos con la novedad de que a pesar de haber removido en gran manera la turbiedad y obteniendo lodos muy sedimentables la carga de materia orgánica había aumentado al igual que la población bacteriana debido a la naturaleza orgánica del almidón sirvió como fuente de cultivo para la población bacteriana.



Fotografía 4.1 Viales de alto rango para *DQO*

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018



Fotografía 5.1 Placa contaminada luego del coagulante natural

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

Tabla 8-1 Coliformes presentes después del tratamiento con almidón

Parámetros	Agua cruda	Agua tratada	Unidad
Demanda Química de Oxígeno	540	629	mg/L
Coliformes Fecales	375000	410000	UFC/100mL
Coliformes Totales	580000	670000	UFC/100mL

Fuente, Laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias –ESPOCH

Teniendo en consideración estos se proceden a tomar algunas alternativas para cumplir con los parámetros establecido por la normativa vigente actual.

➤ *Velocidad de sedimentación*

Tabla 9-1 Prueba de velocidad de sedimentación

VELOCIDAD DE SEDIMENTACION	
TIEMPO (min)	ALTURA (cm)
0	38
5	26
10	23
15	18.7
20	15.9
25	13.2
30	12.6

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

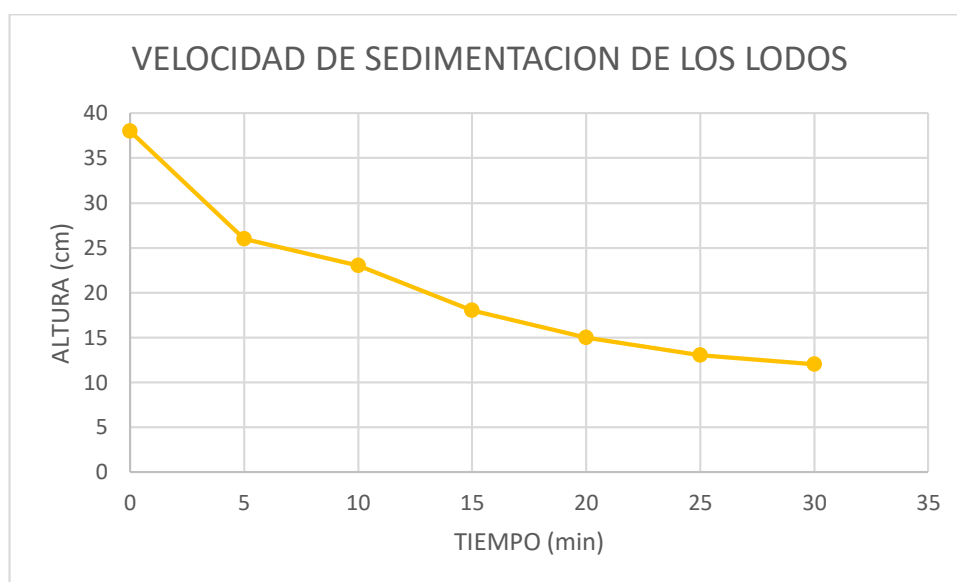


Gráfico 4-1 Prueba de probeta velocidad de sedimentación

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

El agua producto de la tratabilidad con el coagulante de yuca fue sometida a un proceso de aireación constante para ello se utilizó una bomba de aire de succión vacío 12V para peceras durante 24 horas en las cuales fue notable el incremento de los sólidos suspendidos, sedimentables debido a que los microorganismos al estar expuestos al mecanismo de aireación empezaron la actividad metabólica bacteriológica consumiendo el oxígeno del aire para degradar la materia orgánica.

Tabla 10-1 Sólidos después de la aireación

Parámetro	Agua cruda	Agua tratada más 24 horas de aireación	Unidad
Sólidos Suspendidos Totales	203	298	mg/L
Sólidos Sedimentables	800	900	mg/L
Sólidos Totales	1427	1723	mg/L

Fuente, Laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias –ESPOCH

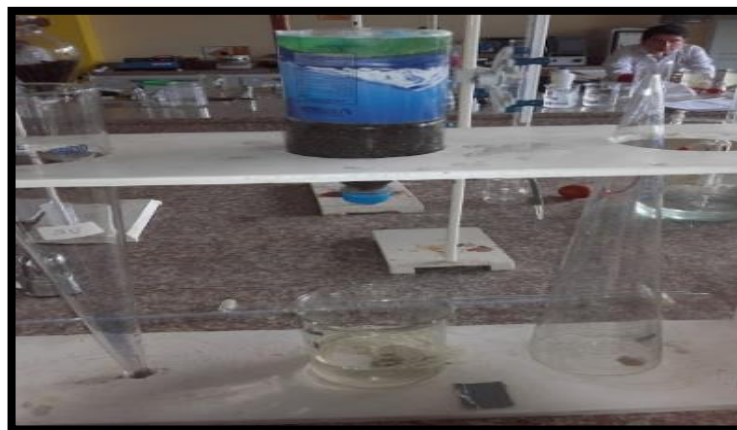
Luego de un día se retiró agua del proceso de aireación sin remover los sólidos ni los floculós formados para luego ser sometido a un proceso de filtración con arena de río para eliminar las bacterias no sedimentables y mejorar notablemente la turbiedad.



Fotografía 6.1 Proceso de filtración

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

Al finalizar se realizó la caracterización del agua obtenida con resultados satisfactorios que permitieron optar por el empleo de este sistema para el diseño de la planta depuradora.



Fotografía 7.1 Agua para la caracterización final

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

Tabla 11-1 Caracterización final

Determinaciones	Unidades	*Método	Límites	Resultados
pH	Und.	4500-B	6-9	6.28
Color	Und. Co/Pt	2120-C	-	512
Turbiedad	NTU	2130-B	-	18.3
Temperatura	°C	2550-B	-	21.5
Conductividad	μ Siems/cm	2510-B	-	321
Aceites y Grasas	mg/L	2530-C	30	11.7
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	5220-C	200	123
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	5210-B	100	91
Fosfatos	mg/L	4500-P-D	10	5.4
Nitrógeno Total Kjeldahl	mg/L	HACH 10072	50	28
Sulfatos	mg/L	4500 SO ₄ - E	1000	114
Sólidos Disueltos	mg/L	2540-D	-	161
Sólidos Suspendidos Totales	mg/L	2540-C	130	21
Sólidos Sedimentables	mg/L	2540-B	-	10
Sólidos Totales	mg/L	2540-A	1600	192
Coliformes Fecales	UFC/100 ml	9222 - B	2000	352
Coliformes Totales	UFC/100ml	9222 - B	2000	843

*Métodos Normalizados. APHA, AWWA, WPCF 17 ed.

** Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

Fuente, Laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias –ESPOCH

1.3.8 Medición del caudal

El caudal fue determinado por el método volumétrico con el aforo directo desde la tubería de descarga de aguas residuales domestica a la cual están conectados solo las viviendas localizadas en la cabecera cantonal debido a el reciente desarrollo de la infraestructura básica en la parroquia el agua recolectada por la tubería es poco representativo para la población total de la parroquia Malimpia.

- Se utilizó un balde graduado de 10 litros y un cronometro
- Aforamos en horas picos 09h00 ,13h30 y 18h30, los días viernes, sábado y domingo del mes de agosto 2018 donde se denota mayor consumo de agua por los pobladores.
- Para el cálculo del caudal se aplicó la ecuación 2

Tabla 12-1 Aforo del caudal Agosto 2018

CAUDAL (L/s)				
<i>1ra Semana</i>				
HORA	VIERNES	SABADO	DOMINGO	PROMEDIO SEMANAL
09h00	2,79	3.74	2.16	
13h30	3.46	5.17	4.15	
18h30	4.12	4.94	3.53	
PROMEDIO	3.45	4.52	3.28	3.74
<i>2da Semana</i>				
09h00	1.96	3.64	2.56	
13h30	3.18	3.89	4.29	
18h30	2.78	3.32	3.38	
PROMEDIO	2.64	3.61	3.41	3.22
<i>3ra Semana</i>				
09h00	3.12	3.43	2.13	
13h30	3.69	4.14	2.96	
18h30	2.52	2,96	3.16	

PROMEDIO	3.11	3.51	2.75	3.12
<i>4ta Semana</i>				
09h00	1.95	3.19	2.74	
13h30	2.23	4.78	3.14	
18h30	3.16	2.83	2.59	
PROMEDIO	2.44	3.69	2.82	2.95

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

1.4 Beneficiarios directos e indirectos

El diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales en la parroquia Malimpia beneficiaria a 1,268 habitantes de la cabecera parroquial de Malimpia según INEC –Censo Población y Vivienda 2010, quienes podrán disfrutar de las riveras del Río Guayllabamba para su esparcimiento y actividad pesquera, mejorando la calidad de vida de cada uno de los moradores de la parroquia y sectores río abajo quienes aún se abastecen directamente del flujo del río para el desarrollo de sus actividades cotidianas ,reduciendo considerablemente los impactos ambiental en la fuente hídrica y cumpliendo con la normativa vigente.

El Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de Malimpia será beneficiado Indirectamente con la ejecución de este proyecto contribuirá a el cumplimiento de su modelo de gestión ambiental publicado en los Planes de Desarrollo y Ordenamiento Territorial.

CAPÍTULO 2.

2. OBJETIVOS DEL PROYECTO

2.1 Objetivo General

- Diseñar un sistema de tratamiento de aguas residuales para la parroquia Malimpia del cantón Quininde.

2.2 Objetivos Específicos

- Realizar la caracterización fisicoquímica y microbiológica de las aguas residuales en laboratorio. en conformidad al TULSMA, Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.
- Identificar los parámetros que se encuentren fuera de los rangos permisibles por la normativa vigente y realizar las pruebas de tratabilidad
- Determinar los cálculos de ingeniería más idóneo según los resultados de la caracterización y de la tratabilidad del agua residual para el dimensionamiento de la planta de tratamiento.
- Validar el diseño del sistema de tratamiento propuesto mediante la comparación de la caracterización final de las aguas residuales y con la Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce de la normativa vigente.
- Determinar técnica y económicamente la viabilidad del proyecto.

CAPÍTULO 3.

3. ESTUDIO TÉCNICO

3.1 Localización del proyecto

El proyecto técnico *Diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales para la parroquia Malimpia* se llevara a cabo en la cabecera parroquial de Malimpia localizada a 20 km de Quinindé, cabecera del cantón.

3.1.1 Macro localización

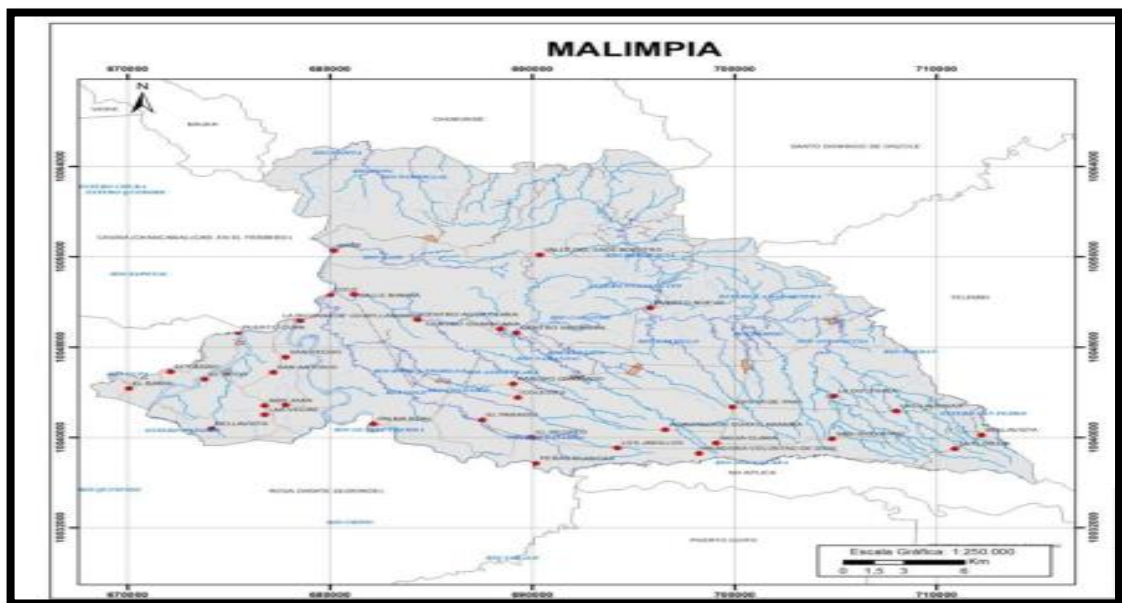


Figura 1-3 Macro localización de la Parroquia Malimpia

Fuente.: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia Malimpia

3.1.2 *Micro localización*



Figura 2-3 Micro localización de la Parroquia Malimpia

Fuente. Google Earth

3.1.2.1 *Coordenadas geográficas*

- Latitud: 00°13'33" N Longitud: 73° 26'00" W

3.1.2.2 *Coordenadas UTM aproximadas*

- X: 672604.0344053076
- Y: 43731.285832629386
- ZONA: 17

3.1.2.3 *Territorio*

- La parroquia tiene 3 ,471 Km2 de extensión territorial

3.1.3 *Habitantes*

- 1,268 según datos del INEC censo poblacional del 2010

3.1.4 Factores Climáticos

Tabla 13-3 Factores Climáticos

VARIABLES	DESCRIPCIÓN
Precipitación	Mayor en el extremo oriental de la parroquia 3300 mm y disminuyen paulatinamente al avanzar al occidente 1900mm
Temperatura	23° C -26°C
Pisos climáticos	Tierras bajas

Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia Malimpia

3.1.5 Hidrografía

Los ríos Blanco, Guayllabamba, Esmeraldas, Canandé son los de mayor caudal y la conformación de sus cuencas determinan los principales ecosistema del territorio siendo el Rio Guayllabamba el que atraviesa la mayor parte de Malimpia

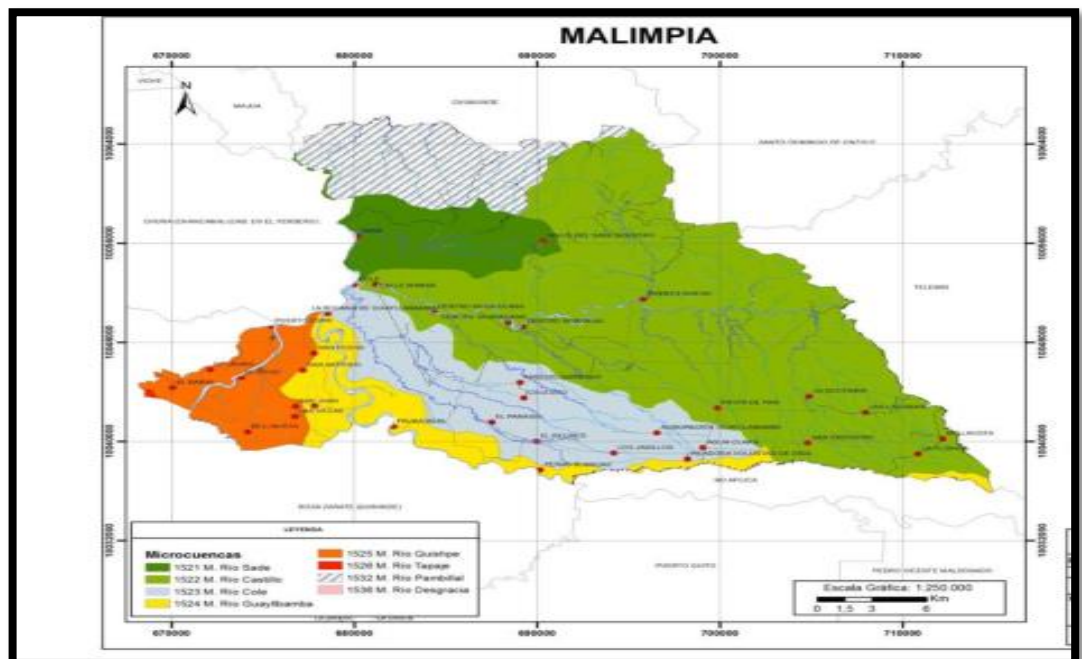


Figura 3-3 Ríos de la parroquia Malimpia

Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia Malimpia

3.2 Ingeniera del Proyecto

3.2.1 Aguas Residuales

Aquellas aguas que su composición inicial ha sido modificada debido a la actividad antropogénica e industrial, se las denomina residuales debido a que por la calidad de la misma no pueden ser usadas sin previo tratamiento ya que son perjudiciales para la salud y el medio ambiente generando un impacto negativo.

3.2.1.1 Tipos de aguas residuales

Aguas residuales domésticas. Son aguas que tienen un alto porcentaje de materia orgánica, microorganismo producto de heces y orinas humanas, además restos de grasas, detergentes debido a su uso en el aseo personal, cocina y limpieza.

Aguas blancas. Generalmente son aguas producto de las precipitaciones atmosféricas, limpiezas de sitios públicos que en caso de zonas muy lluviosas se pueden evacuar para no saturar el sistema de tratamiento de aguas residuales.

Aguas residuales industriales. Son aguas producto de la manufactura a gran escala de diferentes fábricas, su composición va a depender del tipo de proceso de donde provenga, puede contener aceites, grasas, minerales, residuos químicos y restos vegetales o animales según la actividad industrial que se haya desarrollado.

Aguas residuales agrícolas. Aguas que vienen de la actividad agrícola desempeñadas generalmente en zonas rurales y que son evacuadas sin previo tratamiento.

3.2.1.2 Importancia Ecológica y Sanitaria

La contaminación del agua es una consecuencia del desarrollo poblacional conforme a esto va aumentando la variedad de contaminantes de origen urbano, agrícola e industrial lo cual pone el

riesgo la capacidad de auto depuración de los cuerpos receptores provocando inconvenientes notables.

3.2.1.3 Consecuencia de las aguas residuales

Malos olores y sabores. Productos de la descomposición de materia orgánica por procesos anaerobios que desprenden gases además de la proliferación de microorganismos y reducción de sulfatos a sulfuros.

Acción tóxica. Las aguas contaminadas tienen una gran repercusión en sobre la fauna y flora del cuerpo hídrico receptor y las personas que las consuman además es muy común el uso de estas aguas sin tratamiento para el riego de las cosechas causando una contaminación indirecta de la cadena alimenticia perjudicando directamente con los microorganismo y tóxicos a los humanos.

El oxígeno consumido por la descomposición de las sustancias presentes en el agua contaminada causa un grave problema para la vida acuática ocasionando condiciones anoxicas para su desarrollo normal.

Vehículo de infección. El agua contaminada puede ser el medio de propagación de agentes infecciosos provenientes de la excreta de portadores y enfermos que mediante el consumo directo o el riego a las hortalizas puede llegar a al agua de consumo humano.

Eutrofización. Las aguas contaminadas ricas en nitrógeno y fosforo compuestos que se encuentran en las heces, orinas y detergentes, estimulan el crecimiento desmesurado de la micro flora alterando la caracterización organoléptica.

Contaminación de las aguas subterráneas. Debido a una infiltración de las aguas contaminadas por la actividad antropogénica, los microorganismos pueden alcanzar estos acuíferos debido a la permeabilidad de estos suelos.

Acción sobre el entorno. Las aguas residuales dañan el entorno natural del hombre causando una contaminación psicosocial cambiando la estética de los lugares turísticos y paisajes haciendo lucir pocos agradables a la vista. (García & Pérez, 2003, págs. 1-8)

3.2.1.4 Cantidad de aguas residuales

Es proporcional al consumo de agua potable y al crecimiento socioeconómico de la población, además de algunos factores como la pluviometría, ingestión humana, heces, orinas, pérdidas por las fugas de aguas que no llegan a la alcantarilla y ganancia por vertidos diferentes al agua potable.

Esto puede representar entre el 60% y 80% del agua potable que consume la población más la cantidad que pueda aportar las aguas propias de la lluvia.

Ciclo de manejo de las aguas residuales municipales



Figura 4.3 Ciclo de manejo de las aguas

Fuente. <http://sammanacor.com/es/cicle-integral-de-laigua>

3.2.1.5 Parámetros físicos

Son aquellos que tienen una influencia directa sobre la parte estética del agua.

Turbiedad. Se conoce así a la obstrucción del paso de la luz debido a la presencia de material suspendido en el agua, ocasionado por el alto porcentaje de material orgánico debido al aporte de la actividad humana, elevando el valor de turbiedad.

Tabla 14-3 Unidades de Turbiedad

<i>Unidad</i>	<i>JTU</i>	<i>NTU</i>	<i>SiO₂mg/L</i>
<i>JTU</i>	1	19	2.5
<i>NTU</i>	0.053	1	0.3
<i>SiO₂mg/L</i>	0.4	7.5	1

Fuente: <http://artuobola.tripod.com/turb.htm#Principios>

Color. Es producto de los coloides y las sustancias disueltas en el agua, está clasificado como color aparente el cual está relacionado con las partículas suspendidas y el color verdadero que es constante luego del proceso de remoción de la turbiedad.

Las aguas residuales domesticas recientes tienden a tener una coloración gris pero con el pasar del tiempo y la ausencia de oxígeno se tornan de color gris oscuro, la coloración se debe a la presencia de sulfuros metálicos debido a la liberación de sulfuros en condiciones anaeróbicas

Olor y sabor. Indican la presencia de compuestos orgánicos, producto de la actividad bacteriana o la descomposición orgánica generando ácido sulfhídrico, debido a la reducción de los sulfatos a sulfitos por el accionar de los microorganismos de características aeróbicas.

Los olores tienen un impacto negativo producen una gran tensión psicológica como pérdida de apetito, mareo, vómitos y tendencia a no consumir agua todos estos trastornos son producto de la percepción del olfato pero también se puede medir la concentración usando métodos instrumentales.

Temperatura. Es fundamental para el óptimo desarrollo de los procesos de coagulación y sedimentación debida que de su valor depende la cinética química y la viscosidad del agua.

Su importancia en el diseño de un sistema de tratamiento radica en que el oxígeno es se solubiliza menos en agua caliente que cuando está en agua fría influyendo directamente en la vida acuática del cuerpo hídrico receptor.

Sólidos .Indica la cantidad de material solido presente en el agua residual

Totales: todo lo que esté presente en la muestra y no sea agua, se determinan evaporando la muestra a 105°C, no cuentan como solidos la materia que se evapora debido a las grandes presiones de vapor.

$$S.Totales = S.suspendidos + S.Disueltos$$

Sedimentables: material que en el trascurso de una hora sedimenta en un cono Imhoff expresados en ml/L en el trascurso de una hora, esta medida representa la cantidad de lodos que se van a obtener en el proceso primario de depuración mediante decantación.

Disueltos: se obtienen pasando la muestra por un papel filtro y se procede a calcular los sólidos totales del filtrado, el tamaño de partícula está en el intervalo de (0.001-1) micrómetro.

$$S.Disueltos = Disueltos Volatiles + Disueltos Fijos$$

Suspendidos: son la diferencia entre los sólidos totales y los sólidos disueltos son de vital importancia para el diseño de plantas depuradoras de agua, están conformado por iones disueltos, moléculas inorgánicas y orgánicas las cuales no se logran separar por sedimentación y se debe recurrir a los tratamientos biológicos o procesos de coagulación para posterior decantación.

$$S.Suspendidos = S.Totales - S.Disueltos$$

$$S.Suspendidos = Suspendidos Volatiles + Suspendidos Fijos$$

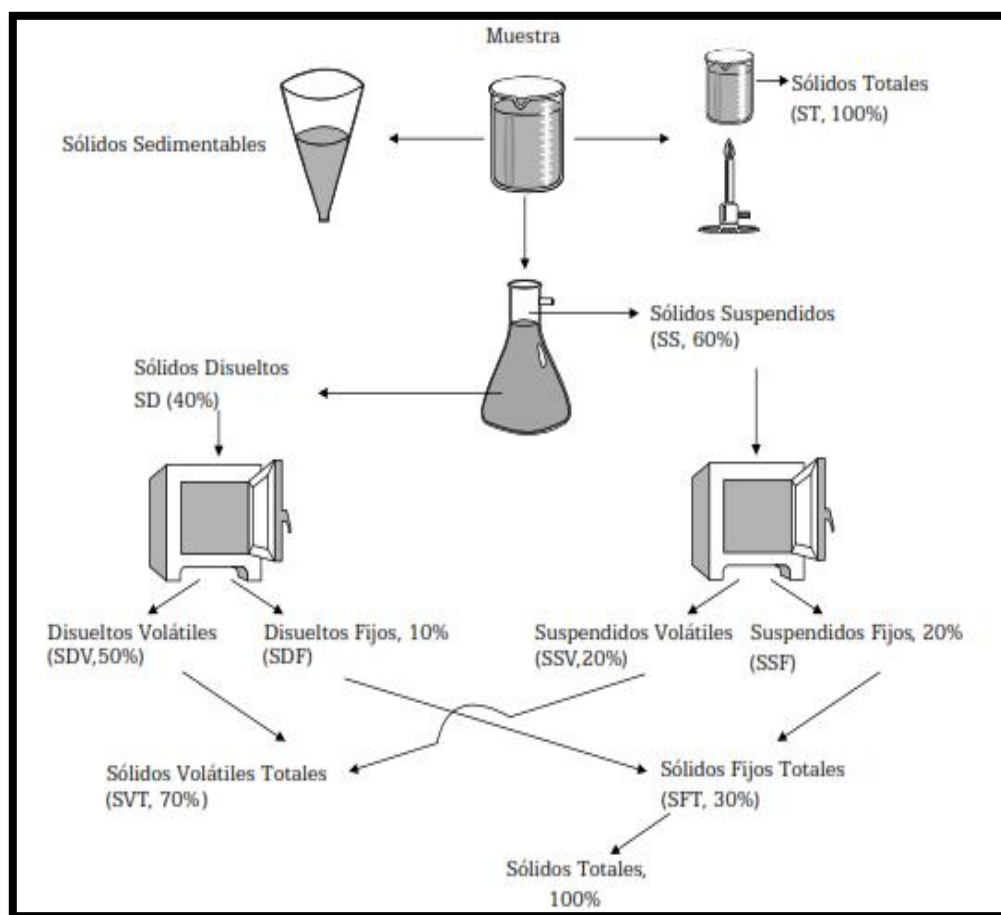


Figura 5.3 Sólidos presentes en el agua

Fuente, (Sierra, 2011)

3.2.1.6 Parámetros químicos

pH. Manifiesta la magnitud de las condiciones ácidas o básicas de la muestra medidas por el pHchímetro, el equilibrio del potencial de hidrogeno es de vital importancia en el medio acuático de las aguas superficiales debido a esto se debe contralar el pH de la efluente de esto va a depender el desarrollo sostenible de las especies que lo habitan.

Las aguas que van hacer tratadas mediante tratamientos biológicos se dificultan si tiene una concentración de iones hidrógenos que no es la adecuada.

Conductividad. Determina la cantidad de iones de Mg, Ca, Na, bicarbonatos indicando las sales disueltas presentes en la muestra de agua residual, las concentraciones elevadas de conductividad denotan una tendencia corrosiva.

Alcalinidad. Disposición para neutralizar ácidos, indica la presencia de bicarbonatos, hidróxidos o carbonatos de los iones de potasio, magnesio o calcio esto beneficia a la neutralización del pH las aguas residuales son de naturaleza alcalina por lo general y es vital mantenerla cuando se trabaja con coagulantes químicos para mantener su rango de acción en los puntos óptimos. (Sierra, 2011, págs. 55-61)

Dureza .Capacidad de que poseen algunas aguas para cortar el jabón ya que necesitan grandes cantidades del mismo para producir espuma, esta dureza es un problema ya que a elevadas temperaturas ocasiona incrustaciones en los equipos debido a la presencia de los cationes bivalentes de Ca y Mg.

Tabla 15-3 Clasificación según el grado de Dureza

Blandas	0	$75 \frac{mg}{L}$ de $CaCO_3$
Moderadamente duras	75	150
Duras	150	300
Muy duras	300	0 más

Fuente, (Sierra, 2011)

Grasa .Son las sustancias orgánicas extraídas con hexano de soluciones acuosas entre ellas aceites, esterres y ácidos grasos que llegan por la actividad antropogénica, son vertidas a las aguas residuales domesticas por medio de mantequillas, aceites o grasas animales ,son compuestos de gran estabilidad debido a esto el metabolismo bacteriano no las degrada su presencia en el proceso de depuración puede interferir en el proceso dándole mala imagen y causando problemas graves al ser expulsadas de la planta en la actividad biológica de las aguas superficiales debido a esto se implementan trampas de grasa en las plantas depuradoras.

Tensoactivos. Disminuyen la tensión superficial del agua produciendo espuma cuando se agita el agua, son utilizados como productos de limpieza, son agentes de gran tamaño con cierta solubilidad en el agua se concentran en la interface agua-aire formando espumas en la planta de tratamientos, su presencia en la muestra se evidencia porque reaccionan al contacto con el azul de metileno la mayor concentración de estos agentes proviene de detergentes sintéticos los cuales son altamente resistente a la degradación biológica.

Nitrógeno Total. Compuesto por amoníaco, nitritos, nitratos y el nitrógeno orgánico estos compuestos nitrogenados son de gran importancia en el crecimiento de plantas por ello es considerado un nutriente, se determina haciendo hervir la muestra para sacar el amoníaco y proceder a la digestión en el nitrógeno orgánico, el nitrógeno total contiene ambas formas de nitrógeno tanto la amoniacal como la orgánica.

Se debe tener en cuenta la concentración de nitritos ya que representan un peligro para la vida acuática debido a su toxicidad, además causan perjuicios en la planta depuradora porque en presencia del cloro se oxidan consumiendo más cantidad del desinfectante ocasionando más gastos.

Al ser la forma más oxidada del nitrógeno los nitratos que son producto de la descomposición de materia orgánica nitrogenada como las proteínas, este parámetro se debe tener en cuenta en el tratamiento de aguas residuales ya que en altas concentraciones produce metahemoglobina en los niños. (METCALF & EDDY, 1995, págs. 124-133)

Fosforo. Su presencia en concentraciones elevadas causa una alteración muy evidente en el ecosistema aledaño ya que es vital para el crecimiento y proliferación de algas, raramente se lo encuentra en grandes concentraciones en los cuerpos acuíferos superficiales debido a la rápida asimilación por las plantas.

En las aguas residuales municipales la concentración de fosforo puede ser muy variada debido que en soluciones acuosa se encuentra en forma de poli fosfatos, orto fosfatos, que pueden ser identificados con molibdato de amonio dando como resultado un precipitado coloreado.

Demanda bioquímica de oxígeno. Este parámetro permite determinar la cantidad de materia orgánica que está presente en el agua mediante la medición de la cantidad de oxígeno que necesitan las bacterias y otros microorganismos para degradar la materia orgánica debido a la acción de oxidación bioquímica aeróbica.

La suma de tres materiales constituyen la demanda de oxígeno: (1) los compuestos orgánicos carbónicos que son la fundamentales para la alimentación de los organismo de naturaleza aeróbica, (2) el nitrógeno oxidable son la fuente de alimentación para un grupo específico de bacterias (*Nitrobacter* y *Nitrosomas*) este proviene de compuestos nitrogenados, amoniacos, (3) y los compuestos químicos que sufren oxidación en presencia del oxígeno disuelto como son los iones sulfuros, ferrosos y sulfitos.

La eficiencia de un diseño de tratamiento de aguas residuales puede ser medida por medio del porcentaje remoción de este parámetro.

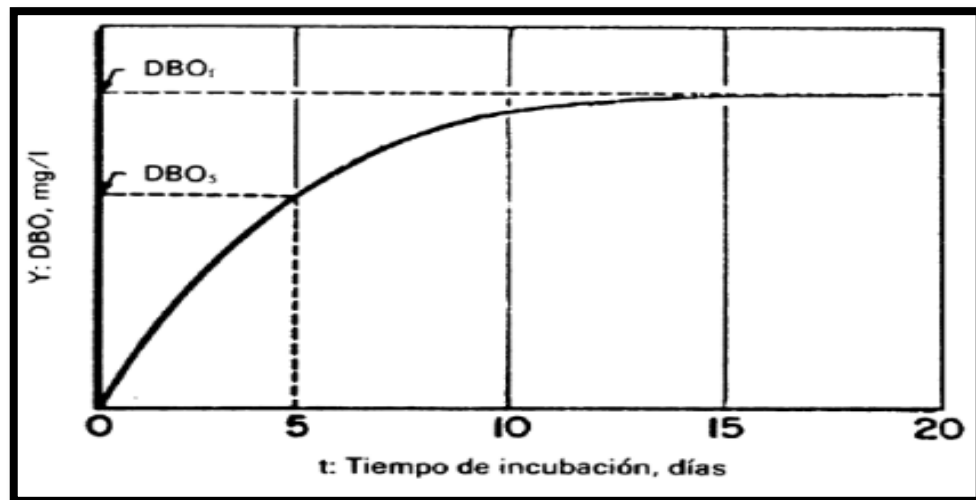


Figura 6.3 Curva característica de la DBO

Fuente, (RAMALHO, 1983)

Demanda química de oxígeno. Determina el contenido de materia orgánica mediante la oxidación de las sustancias orgánicas con dicromato de potasio esta prueba se realiza en menor tiempo que la demanda bioquímica dura 3 horas

La concentración de la demanda química de oxígeno aumenta cuando el agua presenta resistencia biológica a la degradación debido a la presencia de sustancias tóxicas.

El valor de DQO en aguas residuales municipales suele ser mayor que los de DBO debido a que hay mayor cantidad de compuestos que se oxidan por la vía química que los que lo realizan por medio de la biológica, para agilizar los análisis se puede establecer una correlación entre la DQO que se obtiene en el lapso de 3 horas y la DBO que su valor se manifiesta a los 5 días.

Biodegradabilidad. Debido a que la mayor parte de sólidos disueltos, coloides y material suspendido en las aguas residuales corresponde a materia orgánica que puede ser biodegradada es de vital importancia determinar la biodegradabilidad en las aguas residuales ya que pueden ser depuradas mediante métodos que empleen microorganismos.

Relación DBO_5/DQO . Esta relación nos permite tener una idea sobre la biodegradabilidad de nuestra agua residual, si se obtiene un valor de DBO_5/DQO superior a 0.4 indica que estas aguas

son muy biodegradable siendo totalmente biodegradables las que tengan el valor de 1 en dicha relación.

Los valores de DBO_5/DQO inferiores a 0.2 indican muy poca biodegradabilidad de las aguas residuales y perjudica el uso de depuradores biológicos. (Sierra, 2011, págs. 73-77)

Tabla 16-3 Tipos de biodegradabilidad

$\frac{DBO_5}{DQO}$	TIPO DE BIODEGRADABILIDAD
<0.2	Poco biodegradable
0.2-0.4	Biodegradable
>0.4	Muy biodegradable

Fuente, (SIERRA, 2011)

3.2.1.7 Características microbiológicas

Las aguas producto de la actividad antropogénica tiene una gran cantidad de microorganismos ya sean patógenos o no patógenos, entre los que pueden ocasionar enfermedades a los humanos son los hongos, protozoos, virus y bacterias.

Los coliformes son el indicador de la calidad bacteriológica del agua su presencia indica una contaminación fecal, además desempeñan un gran papel para el metabolismo de la materia orgánica presente en el agua residual siendo fundamental para el desarrollo de procesos biológicos.

Las bacterias coliformes Totales. Pueden ocasionar la fermentación de la lactosa o pueden producir colonias en un tiempo determinado (24-48) horas y en condiciones favorables para su crecimiento exponencial a una temperatura de incubación de 35° C

Las bacterias coliformes fecales. Son consecuencia de los desechos naturales de los humanos sintetizan gas o colonias en un determinado ambiente de incubación a 45°C por el lapso de un día.

La concentración de las bacterias coliformes se expresan en Números Más Probable (NMP) por cada 100 ml.

Los hongos son un complemento perfecto para la degradación de la materia orgánica descomponiendo el carbono con la ventaja que pueden desarrollarse en ambientes más extremos que las bacterias. (METCALF & EDDY, 1995, págs. 113-116)

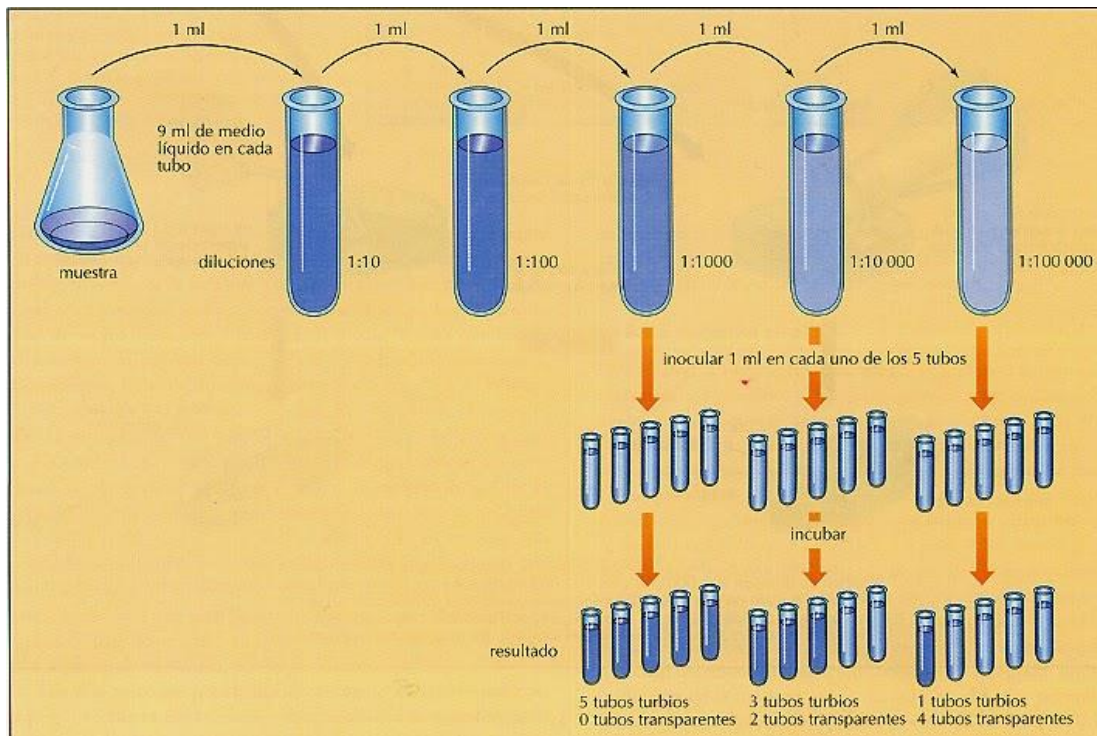


Figura 7.3 Método empleado para realizar el recuento de bacterias

Fuente, <http://microbiologia2014/10/numero-mas-probable-nmp.html>

Tabla 17-3 Composición de las aguas residuales domesticas cruda

Contaminantes	Unidad	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Solidos totales (ST)	mg/L	350	720	1200
Disueltos ,totales SDT	mg/L	200	500	850
Fijos	mg/L	145	300	525
Volátiles	mg/L	105	200	325
Sólidos en suspensión	mg/L	100	220	350
Fijos	mg/L	20	55	75
Volátiles	mg/L	80	165	275

Sólidos sedimentables	mg/L	5	10	20
DBO_5 a 20°C	mg/L	110	220	400
Carbono orgánico total COT	mg/L	80	160	290
DQO	mg/L	250	500	1000
Nitrógeno total	mg/L	20	40	85
Orgánico	mg/L	8	15	35
Amoníaco libre	mg/L	12	25	50
Nitritos	mg/L	0	0	0
Nitratos	mg/L	0	0	0
Fosforo total	mg/L	4	8	15
Orgánico	mg/L	1	3	5
Inorgánico	mg/L	3	5	10
Cloruros	mg/L	30	50	100
Sulfuros	mg/L	20	30	50
Alcalinidad como $CaCO_3$	mg/L	50	100	150
Grasa	mg/L	50	100	200
Coliformes totales	$\frac{n^\circ}{100ml}$	$10^6 - 10^7$	$10^7 - 10^8$	$10^8 - 10^9$
Compuestos orgánicos volátiles COV_5	$\mu g/L$	≤ 100	100-400	≥ 400

Fuente, (METCALF & EDDY, 1995)

3.2.2 Tratamiento de Aguas residuales



Figura 8.3 Planta de tratamiento con lodos activado

Fuente. (HYDROMATIC S.A.C, 2009)

Tiene como finalidad mejorar la calidad del agua disminuyendo sus contaminantes a niveles considerados aceptables para la descarga en el cuerpo hídrico receptor mediante el empleo de operaciones unitarias, procesos químicos o biológicos.

3.2.2.1 Tratamiento previo

Se lleva a cabo mediante un conjunto de rejillas finas predispuestas para el desbaste del agua residual y aunque no reduce la carga de contaminación es esencial para eliminar sólidos de gran tamaño que pueden disminuir la capacidad y eficiencia de los procesos de depuración además brinda protección a los equipos, los elementos presentes en este proceso van a depender de las características propias del agua residual a tratar.



Figura: 9.3 Pretratamiento rejillas

Fuente. <http://www.satirnet.com/satirnet/2014/04/15/plantas-de-tratamiento-tratamiento-primario/>

3.2.2.2 Tratamiento primario

En este tratamiento se logra eliminar una pequeña porción de los sólidos suspendidos y la materia orgánica presente en el agua residual, se llevan a cabo operaciones físicas como sedimentación primaria y tamizado pero solo sirven como un tratamiento previo al tratamiento secundario ya que el efluente de este tratamiento está constituido por materia orgánica en gran proporción y mantiene una DBO alta.

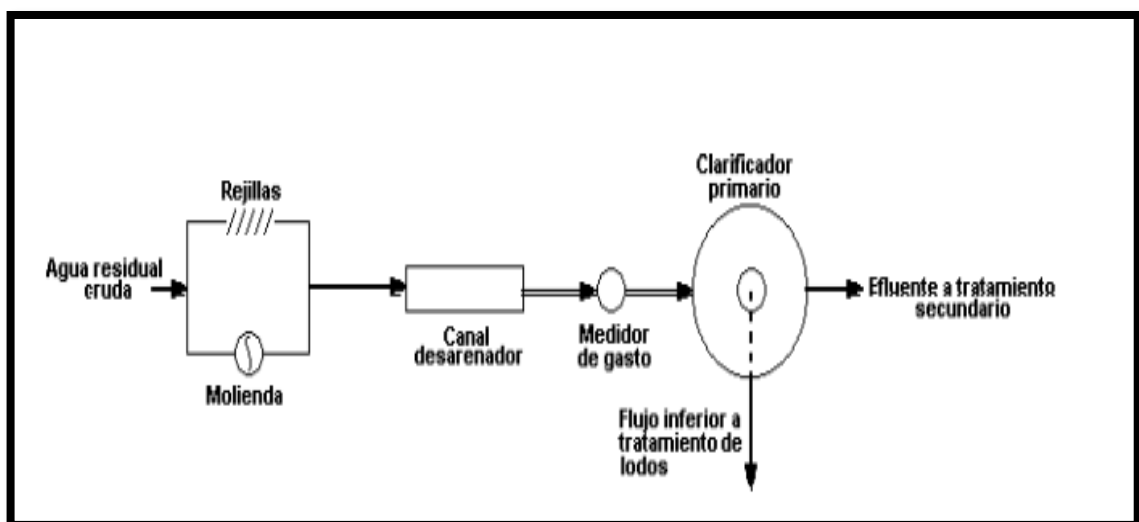


Figura 10.3 Sistema de tratamiento primario típico

Fuente. (Valdez & Vazquez, 2003)

3.2.2.3 Tratamiento secundario (biológicos)

Son un conjunto de procesos de naturaleza aeróbica o anaeróbica dirigidos a la exclusión de los sólidos en suspensión, el material biodegradable proporcionando un efluente que pueda cumplir con los límites permisibles por las normativas vigentes, entre los tratamientos biológicos convencionales están: los sistemas de lagunaje, reactores de lecho fijo complementados con la sedimentación secundaria.

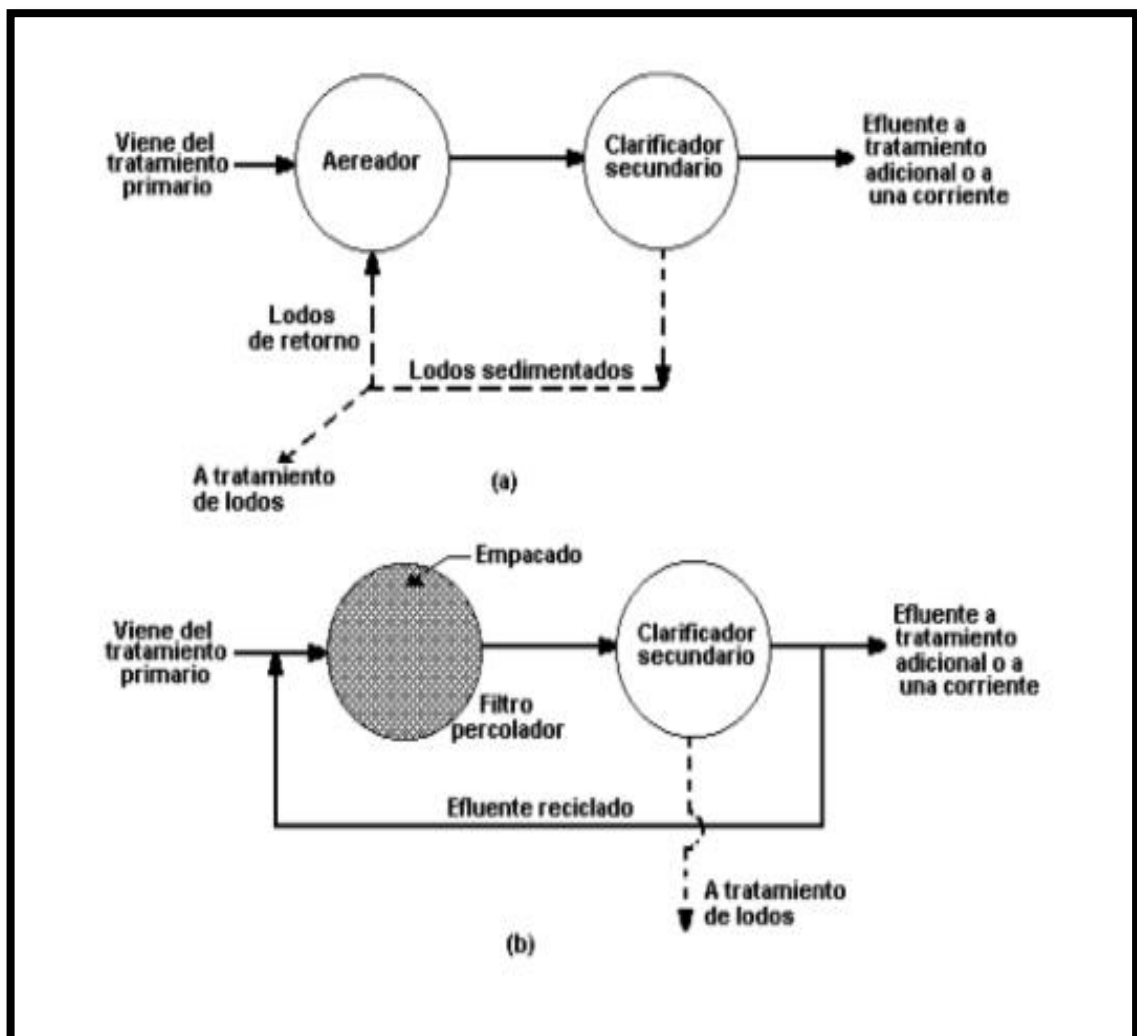


Figura 11.3 Sistema S. (a) sistema de lodos activados; y (b) filtros percoladores

Fuente. (Valdez & Vazquez, 2003)

3.2.2.4 Tratamiento terciario

Se encarga de eliminar la carga orgánica residual y nutrientes o tóxicos específicos que no se pudo extraer en el tratamiento secundario, empleando procesos como ultrafiltración, resinas de intercambio iónico.

Son tratamientos más avanzados que los secundarios debido a que se enfoca en los componentes tóxicos que no pueden ser tratados en los anteriores procesos, utilizando procesos menos habituales y con un costo operacional mayor por lo general los efluentes de este proceso tienen una alta calidad para ser reutilizadas.



Figura 12.3 Desinfección ultravioleta UV

Fuente: <http://www.teqma.com/actividades/reutilizacion-aguas-residuales>

3.2.2.5 Tratamiento de lodos

Los lodos deben ser estabilizados antes de su deposición final para darle un valor agregado a su uso en la agricultura, ya que conforman una porción importante y representativa en las plantas de depuración de aguas residuales se han desarrollado varios procesos para su tratamiento como: espesamiento, estabilización, acondicionamiento, deshidratación.



Figura 13.3 Tratamiento de lodos

Fuente: [https://www.aguasresiduales.info/revista/ tratamiento-de-lodos-generados-en-las-edar](https://www.aguasresiduales.info/revista/tratamiento-de-lodos-generados-en-las-edar)

El tratamiento preliminar quita los sólidos de gran tamaño para que no interfieran en el tratamiento primario que actúa sobre los sólidos suspendidos presentes en el agua y remueve un porcentaje de la materia orgánica biodegradable, que luego mediante los tratamientos secundarios será removida en su totalidad junto a los sólidos suspendidos que pueden haber quedado del tratamiento anterior.

Si hay presencia de un contaminante específico perjudicial para el cuerpo hídrico receptor se dispondrá del uso de un tratamiento terciario complementando con una desinfección.

Los lodos producto de los procesos anteriores deben ser sometidos a un tratamiento previo a su disposición final. (Valdez & Vazquez, 2003, págs. 283-287)

3.2.3 Coagulantes naturales

Sustancias de origen animal o vegetal que cumple funciones similares a los coagulantes sintéticos, aglomeran las sustancias suspendidas en el agua sin tratar para facilitar la sedimentación, mejorando la turbidez además son solubles en agua.

3.2.3.1 Almidón

El almidón es uno de los coagulantes naturales alternativos, se encuentra en gran proporción en las plantas como reserva de carbohidratos, polisacárido resulta de la síntesis del CO_2 que las plantas captan de la atmósfera y la aportación de agua que les suministra el suelo.

Su aplicación como coagulantes-floculantes se ve respaldada debido a las ventajas que ofrece el uso de este polímero natural, debido a su alta biodegradabilidad, sus cualidades para la remoción de sólidos disueltos y suspendidos a esto se le suma la capacidad de degradación interna por parte del ser humano de una forma inofensiva contrarrestando los problemas que se pueden ocasionar en la salud debido a la ingesta de agua con residuos de coagulantes químicos tradicionales (Shogren, 2009)

En aguas con turbiedades altas su acción como coadyuvante es esencial para reducir el consumo de coagulantes químicos comerciales, según estudios (Majzoobi M, 2009). Concluye que si se modifica la estructura del almidón se puede mejorar sus cualidades como agente floculante, estas se pueden llevar a cabo por medio de métodos genéticos, químicos, enzimáticos, físicos o en combinación entre ellos.

La adición de algunos grupos funcionales a la estructura del polisacárido es el proceso químico más utilizado que da como resultado un almidón con nuevas propiedades fisicoquímicas como es el caso del almidón entrecruzado.

Tabla 18-3 Porcentaje de almidón de algunas fuentes

Fuente	% almidón
Maíz	55.5
Trigo	64.0
Yuca	21.5
Papa	20.0

Elaborado por. COPETE, Fernando, 2018

Almidón de yuca. El almidón es un polímero natural en este caso extraído de la yuca (*Manihot Esculenta Crantz*) sus gránulos están conformados en sus capas externas por amilopectina y las capas internas por amilosa, en la yuca está almacenado en la pulpa o parénquima

El uso de este almidón en tratamientos de agua se desarrolla debido a que este le quita sedimentación al agua proporcionando una respuesta aceptable en la clarificación. (Solis, 2012)



Figura 14.3 Almidón de yuca

Fuente. <http://www.innovacion.gob-hidrolizados-de-almidon-de-yuca.html>

3.2.3.2 *Taninos*

Son una serie de compuestos químicos presentes en la plantas como metabolitos secundarios están en frutos, corteza y hojas, la primera fuente de taninos en la naturaleza es la *Acacia mearnsii de wild*, de ella se han sacado varios extractos de semillas para su uso como agentes coaguladores y que han servido para la elaboración de absorbentes de metales pesados, previo a un proceso de polimerización con hidróxido de sodio y formaldehído.



Figura 15.3 *Acacia mearnsii de wild*

Fuente. <http://luirig.altervista.org/flora/taxa/index2.php>

Tanfloc fue sintetizado a partir de la Acacia negra es un polímero de orgánico que puede reaccionar con las proteínas y las, se evaluó su uso como coagulante para tratar aguas aptas para

consumo humano obteniendo gran respuestas en turbiedades bajas, en el sentido de adsorción los taninos se presentan como una buena alternativa para las resinas de intercambio iónico y el carbón activado. (Sánchez J, 2011)

3.2.3.3 Semilla del tamarindo

Su origen es la India su semillas son comprimidas, *Tamarindus indica* se ha estudiado como un coagulante natural para aguas residuales de procesos textiles su aplicación representa una baja toxicidad y una producción de lodos con buena biodegradabilidad, al ser un residuo del consumo humano se puede aprovechar dándole un valor agregado y disminuyendo los costos de depuración de las aguas residuales con alta turbidez.



Figura 16.3 Semilla de tamarindo

Fuente. <https://www.dantesfinefoods.co.nz/blog/post/1963/Tamarind-Time>

En su composición se encuentra un porcentaje de proteínas (13.3%), la cual está formada por ácidos aspártico y glutámico estos son los que le otorgan las propiedades coagulantes a la semilla, además la cubierta de la misma contiene mucilago que al ser un polisacárido y entrar en contacto con el agua contaminada aumenta su tamaño atrapando partículas de diámetro inferior, formando soluciones viscosas.

Presenta un mejor desempeño como agente coagulante cuando se emplea en un medio ácido obteniendo hasta el 75% de remoción de fosfatos y sulfatos. (Guardian, 2011)

3.2.3.4 Quitosán

Se obtiene mediante la desacetilación de la quitina, se encuentra presente en el exoesqueleto de los cangrejos y camarones es un biopolímero muy estudiado para tratar aguas residuales industriales y agua potable, es el segundo polímero natural de los que más abundante en la naturaleza tiene la propiedad de ser sorbente debido a su capacidad para absorber contaminantes como metales pesados debido a esto se han desarrollados hidrogeles y criogeles.



Figura 17.3 Fuente de la Quitina

Fuente. <http://www.ialimentaria.com/nota.asp?Id=756>

Así el quitosán se presenta como un producto natural biodegradable y de bajo costo para aguas contaminadas de diversos orígenes, en el país se han desarrollados estudios como biocoagulante para el tratamiento de aguas residuales contaminadas con hidrocarburos, se obtuvo el quitosano aprovechando que el Ecuador es uno de los principales exportadores de camarón a nivel mundial ese residuo se convierte en materia prima fundamental para la obtención de la quitina para realizar la síntesis del quitosán se debe alcanzar un alto porcentaje de desacetilación este se aplicó en mínimas dosis obteniendo resultados positivos en el tratamiento de aguas con 98% de remoción de hidrocarburos. (Alava, 2015)

3.2.4 *Tecnologías emergentes para tratamiento de aguas residuales*

Conforme avanza la tecnología y el desarrollo urbanístico las aguas residuales presentan características que dificultan su tratamiento solo con los procesos convencionales en especial las aguas residuales industriales por ello se debe mirar al futuro y buscar nuevas alternativas para la depuración del agua.

3.2.4.1 Procesos de oxidación avanzada (POAs)

Procesos físico-químicos que son capaces de modificar la estructura de los contaminantes mediante la generación y aplicación de especies temporales como los radicales hidroxilos (OH^-), que se obtienen por procesos fotoquímicos u otros tipos de energía, con gran capacidad de oxidar la materia orgánica.

Los radicales hidroxilos solo son superados por el Flúor en poder oxidativo por ello son una gran alternativa para su uso en los POAs, pueden ser generados mediante radiación ultravioleta con lámparas de Hg, luz solar visible o ultravioleta.

Tabla 19-3 Potencial de oxidación de algunas especies

ESPECIES	POTENCIAL DE OXIDACION E° (V, 25°C)
Flúor (F)	3.03
Radical Hidroxilo (OH^-)	2.80
Oxígeno atómico (o_2)	2.42
Ozono (o_3)	2.07
Peróxido de Hidrogeno (H_2O_2)	1.78
Radical Per hidroxilo (HO_2)	1.70
Cloro (Cl_2)	1.36

Fuente: (Teran Solis, 2016)

La producción de (OH^-) es llamada fotólisis si se da por la excitación continua de luz sin ayuda de los compuestos inorgánicos (Fe^{+3} , TiO_2) sensibilizadores que también producen hidroxilos y anión radical súper oxido (o_2^-) por medio de la absorción de luz ultravioleta, estos foto sensibilizadores degradan los contaminantes orgánicos y producen la mineralización de los mismos en moléculas inorgánicas como: agua, dióxido de carbono, fosfatos y haluros.

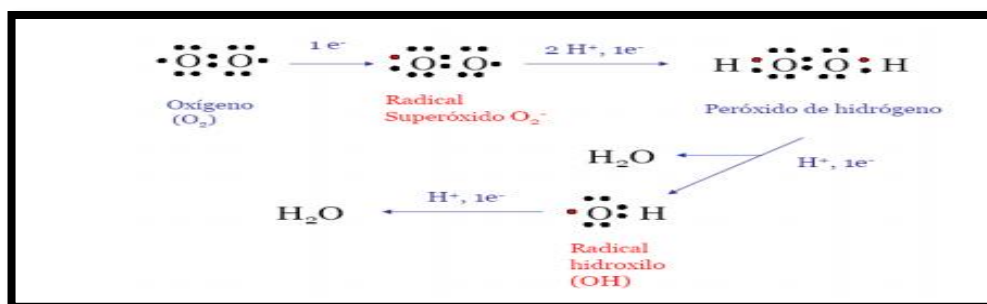
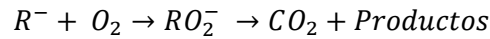
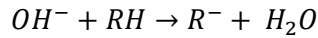


Figura 18.3 Proceso de formación de radical hidroxilo

Fuente: (Teran Solis, 2016)

La oxidación de la materia orgánica se da por la presencia en la disolución de los radicales hidroxilos los cuales captan un ion hidrogeno de la materia orgánica para formar un radical orgánico, los mismo que al entrar en contacto con el oxígeno de la atmosfera forma peroxirradicales que se empiezan a degradar oxidativa mente hasta productos mineralizados.



➤ Clasificación de los POAs

Según el uso o no de irradiaciones luminosas durante su proceso se clasifican en fotoquímicos y no fotoquímicos.

Tabla 20-3 Clasificación de los POAs

Procesos no fotoquímicos	Procesos fotoquímicos
Ozonización en medio alcalino(O_3/OH^-)	Oxidación de aguas sub y supercríticas
Ozonización con peróxido de hidrogeno(O_3/H_2O_2)	Fotólisis de agua en ultravioleta de vacío (UVV)
Procesos Fenton (Fe^{2+}/H_2O_2)	UV/ H_2O_2
Oxidación electroquímica	UV/ O_3
Radio lisis y tratamiento con haces de electrones	Foto-Fenton y relacionados
Plasma no térmico	Fotocatálisis heterogénea
Descarga electrohidráulica y ultrasonidos	Fotocatálisis homogénea

Fuente: (Teran Solis, 2016)

Los más estudiados son los procesos fotoquímicos debido a la posibilidad de obtener los fotones teniendo como fuente la luz solar lo cual significaría un gran ahorro económico y un impacto positivo para el medio ambiente.

Ventajas de los POAs fotoquímicos

- La eliminación completa de la carga orgánica contaminante.
- No hay producción de lodos que requieren procesamiento posterior.

- Son muy eficaz para eliminar contaminantes específicos que no se pueden tratar mediante procesos biológicos.
- Las propiedades organolépticas del efluente son buenas.
- Cuida de la salud eliminando los efectos de los oxidantes residuales y desinfectantes como el cloro-

Inconvenientes de los POAs fotoquímicos

- Debido al uso de reactivos como el ozono o agua oxigenada estos procesos tienen un alto costo.
- Hay un elevado costo de energía debido al uso de luz artificial.

La combinación de los POAs con el tratamiento de lodos activados permitirán la depuración de una variedad de aguas residuales como las de la industria farmacéutica, saborizantes, pesticidas y colorantes.

3.2.4.2 Oxidación avanzada con ozono.

El ozono tiene un gran poder oxidativo lo cual le otorga una efectividad superior a los tratamientos de depuración convencionales, es ventajoso y amigable con el medio ambiente, rápido donde solo se necesita una alimentación de aire y electricidad constante.

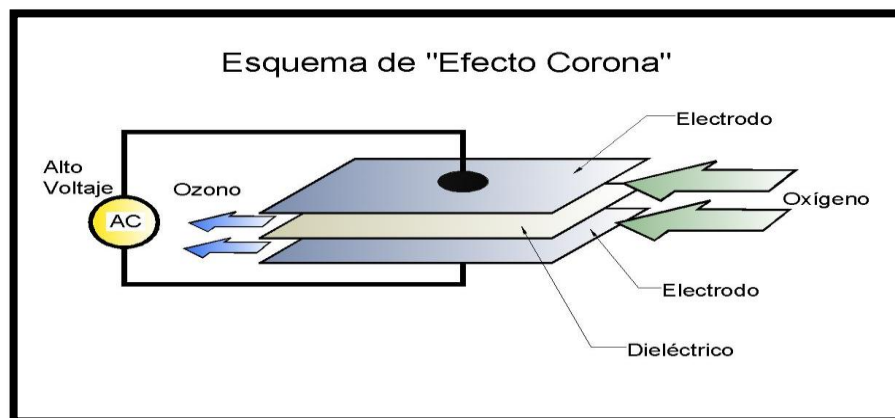


Figura 19.3 Generación de ozono

Fuente: (Remtavares, 2008)

Disminuye las concentraciones de *DQO* y *DBO*, los sólidos suspendidos mediante este proceso se efectúa una micro floculación de disolventes orgánicos erradica bacterias, virus hongos y otros microorganismo además elimina el olor, color y sabor del aguas residual domestica permitiéndole ser reutilizada.

La ozonización involucra la procreación de radicales libres hidroxilos que interacciona con la materia orgánica presente en el agua residual, para la generación de ozono el método más empleado es el de descargas eléctricas silenciosas pasando oxígeno a través de dos electrodos para disociar las moléculas de oxígeno.

Estos procesos son más usuales en aguas residuales que un gran porcentaje de materia no biodegradable, compuestos recalcitrantes otorgándole un plus sobre los procesos convencionales debido a que estos otorgan mayor facilidad en su operación, no produce subproductos y permite trabajar con cambios bruscos de concentración de contaminantes pero requieren de una inversión fuerte y altos gastos operacionales para su implementación.

Entre las ventajas de la aplicación de esta tecnología están: 1) prácticamente no forman lodos que demanden tratamiento, ya que se logra la mineralización total de los contaminantes orgánicos, 2) se puede depurar aguas con muy bajas concentraciones de contaminantes, 3) alta eficiencia para eliminar contaminantes reacios a los tratamientos biológicos y que representen toxicidad.

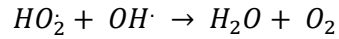
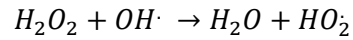
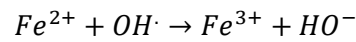
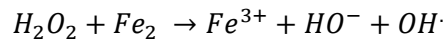
Los efluentes de los procesos de oxidación avanzada tienen una alta calidad pudiendo ser reutilizadas es aconsejable su uso en aguas residuales industriales que tienen la presencia de surfactantes, pesticidas o fármacos entre los contaminantes de sus descargas.

3.2.4.3 Procesos Fenton

Es un POAs no fotoquímico que se basa en la mezcla del reactivo Fenton (sulfato ferroso) con peróxido de hidrogeno a temperaturas que oscilan los 20°C a 40°C para generar los radicales hidroxilos y desencadenar las reacciones de oxidación de la materia orgánica.

La aplicación de este proceso de oxidación avanzada ocasiona que la estructura del componente orgánico se modifique aumentando su biodegradabilidad posibilitando el tratamiento biológico, reduce la toxicidad del agua tratada y se puede llevar a cabo la oxidación total del agua residual obteniendo la eliminación de los compuestos orgánicos para posterior descarga directa del efluente sin recurrir a otro tipo de tratamiento posterior.

Los radicales hidroxilos son generados de forma catalítica en un medio ácido debido a la reacción del peróxido de hidrogeno y en ion férrico mediante el siguiente mecanismo:



Se debe controlar la concentración de los compuestos ya que un exceso de alguno de ellos puede favorecer al desencadenamiento de reacciones adversas.

3.2.4.4 Proceso foto Fenton

Proceso fotoquímico donde se lleva a cabo usando los mismos reactivos del proceso Fenton pero en este se le añade radiación lumínica para aumentar la velocidad de reacción, también se logra renegar la forma reducida del catalizador permitiendo el ciclo catalítico y la mineralización de la materia orgánica.

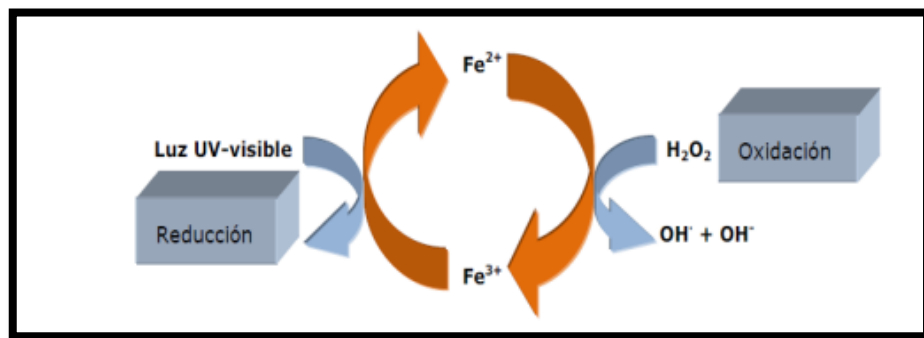
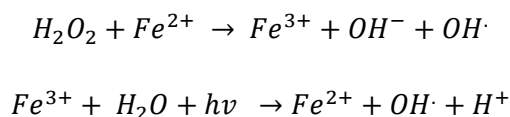


Figura 20.3 Mecanismo de reacción del foto-Fenton

Fuente: (Teran Solis, 2016)

La fotólisis se produce mediante el siguiente mecanismo:



Aumenta una fuente de hidroxilos más que en el proceso Feton derivando en el incremento de su eficiencia, utiliza longitudes de ondas que van desde los 300nm hasta la luz visible y se reduce considerablemente la concentración de Hierro para el proceso.

3.2.4.5 Oxidación Foto catalítica

Usa la radiación ultravioleta más catalizadores con la finalidad de incrementar la formación de radicales hidroxilos que van a oxidar la materia orgánica, en los procesos de fotocatalísis heterogénea se usan óxidos semiconductores el más común es el dióxido de titanio ya sea en forma de anatasa o de rutilo , este foto catalizador se activa en radiaciones ultravioleta de 380nm lo cual le permite su accionar sobre los compuestos orgánicos que en su mayoría son susceptibles al tratamiento foto catalítico y terminan siendo mineralizados.

La fotocatalísis con dióxido de titanio crea otra fuente de producción de hidroxilo ya que este catalizador en presencia de luz ultravioleta tiene la capacidad de excitarse provocando que los electrones de la capa de valencia salten a la capa de conducción dejando un vacío en la capa de valencia el cual se representa como hueco electrón ($h^+ - e^-$) que pueden recombinarse con el oxígeno para formar el ion súper oxido u oxidar directamente a la molécula orgánica influyendo directamente en la efectividad del proceso.

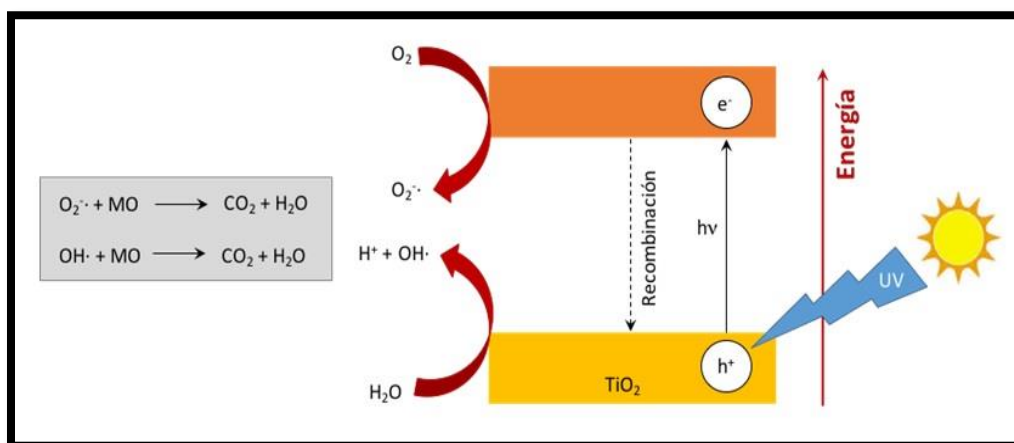


Figura 21.3 Mecanismo de Fotocatalísis con dióxido de titanio

Fuente: (Teran Solis, 2016)

Entre las ventajas que ofrece la fotoxidación catalítica con dióxido de titanio se encuentra; la selectividad del proceso le permite descomponer las moléculas orgánicas comunes hasta las más complejas, convirtiéndolas en minerales, CO₂ y agua, no hay necesidad de complementar el tratamiento con otros procesos y si se toma como fuente de radiación el sol se reduce significativamente el consumo energético.

Se presenta como una gran alternativa para el tratamiento de efluentes con gran contaminación de moléculas complejas y toxicidad como las descargas industriales textiles, químicas, farmacéutica y alimentaria teniendo la capacidad de eliminar metales pesados, compuestos aromáticos hasta cianuro. (Teran Solis, 2016, págs. 78-125)

3.2.4.6 Electrocoagulación.

Desestabiliza los sólidos y contaminantes presentes en el agua residual mediante el suministro de corriente eléctrica y electrodos de sacrificio metálicos, el proceso produce una gran carga de cationes que forman hidroxilos complejos con capacidad de adsorción debido a la desestabilización de la carga orgánica formando floc que son expulsados por el accionar del gas, degradando la concentración *DQO* y *DBO* se obtiene un subproducto de volumen inferior y de fácil tratamiento.

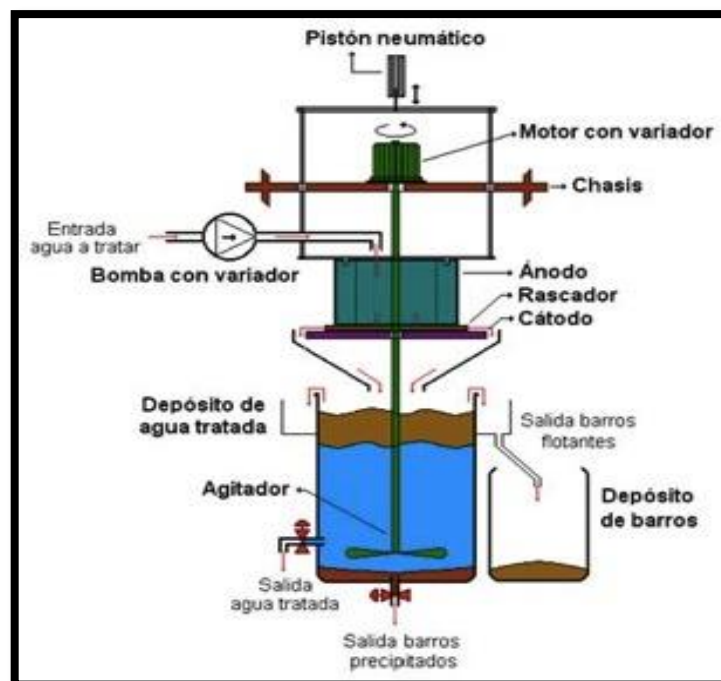
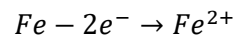
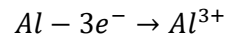


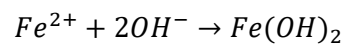
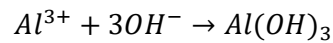
Figura 22.3 Proceso de electrocoagulación

Fuente: <http://www.scielo.org.co/scielo.php?script>

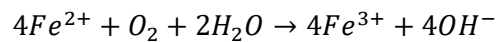
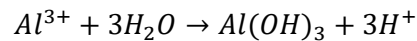
Oxidación en el ánodo



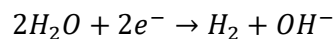
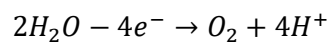
Condiciones alcalinas:



Condiciones ácidas:



Reducción en el cátodo



El proceso se define como un proceso electroquímico donde por la disolución de un ánodo se agrupa la materia coloidal con el transcurso del proceso de depuración se produce el desgaste del ánodo de sacrificio el cual debe ser reemplazado, los cationes metálicos producto de este proceso son más efectivos que los procedentes de los coagulantes convencionales otorgando mayores rendimientos.

3.2.4.7 Osmosis inversa

Se basa en el proceso natural que se desarrolla en las células, el agua es inducida a pasar por difusión desde una gradiente de concentración, mediante fluyendo por una membrana semipermeable que deja pasar solo el agua pura que debido al tamaño de sus moléculas son las únicas capaces de atravesar la membrana.

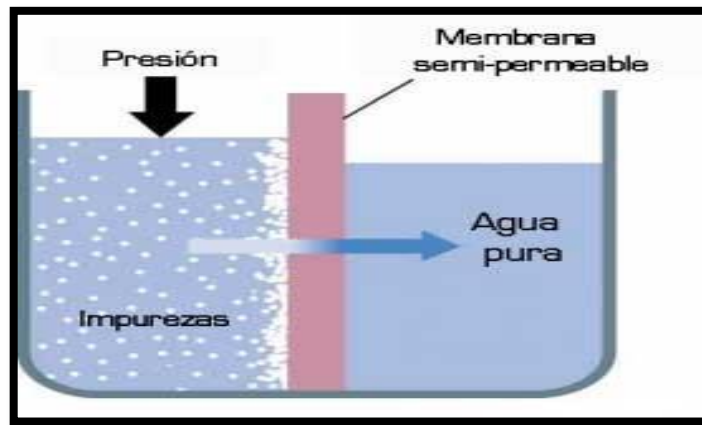


Figura 23.3 Osmosis inversa

Fuente: <http://www.hidroquvir.com/la-osmosis-natural-la-osmosis-inversa/>

Este proceso depura al máximo las aguas excluyendo toda bacteria, metales pesados, coloides suspendidos debido a la máxima filtración posible, por debajo de 0.001micron muy por debajo del tamaño de cualquier microorganismo. (IBAÑEZ ET AL, 1997).

3.2.5 *Marco legal*

Leyes y normas que respaldan, fiscalizan e involucran la calidad del agua.

3.2.5.1 **Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamientos del agua** (R.O 305,2014/08/06)

Los **artículos 12, 313 y 318** de la Constitución de la República consagran el principio de que el agua es patrimonio nacional estratégico, de uso público, dominio inalienable, imprescriptible e inembargable del Estado y constituye un elemento vital para la naturaleza y para la existencia de los seres humanos, reservando para el Estado el derecho de administrar, regular, controlar y gestionar los sectores estratégicos, de conformidad con los principios de sostenibilidad ambiental, precaución, prevención y eficiencia.

El **artículo 318** de la Constitución prohíbe toda forma de privatización del agua y determina que la gestión del agua será exclusivamente pública o comunitaria y que el servicio de saneamiento, el abastecimiento de agua potable y el riego serán prestados únicamente por personas jurídicas estatales o comunitarias; prescribe además, que el Estado a través de la Autoridad Única del Agua, será responsable directa de la planificación y gestión de los recursos hídricos que se destinarán a consumo humano y riego que garantice la soberanía alimentaria, caudal ecológico y actividades productivas, en este orden de prelación y que se requerirá autorización estatal para el

aprovechamiento del agua con fines productivos por parte de los sectores público, privado y de la economía popular y solidaria, de acuerdo con la Ley.

El **artículo 314** de la Constitución de la República asigna al Estado la responsabilidad de la provisión de los servicios públicos de agua potable y de riego para lo cual dispondrá que sus tarifas sean equitativas y establecerá su control y regulación. La misma norma determina que el Estado fortalecerá la gestión y funcionamiento de las iniciativas comunitarias en torno a la gestión del agua y la prestación de los servicios públicos mediante el incentivo de alianzas entre lo público y comunitario para la prestación de servicios;

El **artículo 411** dispone que el Estado garantizará la conservación, recuperación y manejo integral de los recursos hídricos, cuencas hidrográficas y caudales ecológicos asociados al ciclo hidrológico y que regulará toda actividad que pueda afectar la calidad y cantidad de agua, y el equilibrio de los ecosistemas, especialmente en las fuentes y zonas de recarga.

La sustentabilidad de los ecosistemas y el consumo humano serán prioritarios en el uso y aprovechamiento del agua.

3.2.5.2 ACUERDO MINISTERIAL 097 A, RECURSO AGUA (Ecuador Acuerdo N° 097-A, 2015)

La norma tiene como objeto la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental, en lo relativo al recurso agua.

El objetivo principal de la presente norma es proteger la calidad del recurso agua para salvaguardar y preservar los usos asignados, la integridad de las personas, de los ecosistemas y sus interrelaciones y del ambiente en general.

Las acciones tendientes a preservar, conservar o recuperar la calidad del recurso agua deberán realizarse en los términos de la presente Norma.

Principios Básicos. El proceso de control de la contaminación del recurso hídrico se basa en el mantenimiento de la calidad del mismo para la preservación de los usos asignados a través del cumplimiento de la respectiva norma de calidad, según principios que se indican en el presente documento.

Las municipalidades dentro de su límite de actuación y a través de las Entidades Prestadoras de Servicios de agua potable y saneamiento (EPS) de carácter público o delegadas actualmente al sector privado, serán las responsables de prevenir, controlar o solucionar los problemas de contaminación que resultaren de los procesos involucrados en la prestación del servicio de agua

potable y alcantarillado, para lo cual deberán realizar los respectivos planes maestros o programa de control de la contaminación.

Descarga de efluentes a cuerpos de agua dulce. Dentro del límite de actuación, los municipios tendrán la facultad de definir las cargas máximas permisibles a los cuerpos receptores de los sujetos de control, como resultado del balance de masas para cumplir con los criterios de calidad para defensa de los usos asignados en condiciones de caudal crítico y cargas contaminantes futuras. Estas cargas máximas serán aprobadas y validadas por la Autoridad Ambiental Nacional y estarán consignadas en los permisos de descarga.

Si el sujeto de control es un municipio, este podrá proponer las cargas máximas permisibles para sus descargas, las cuales deben estar justificadas técnicamente; y serán revisadas y aprobadas por la Autoridad Ambiental Nacional

Las aguas residuales que no cumplan con los parámetros de descarga establecidos en esta Norma, deberán ser tratadas adecuadamente, sea cual fuere su origen: público o privado. Los sistemas de tratamiento deben contar con un plan de contingencias frente a cualquier situación que afecte su eficiencia.

Se prohíbe la descarga de residuos líquidos sin tratar hacia los cuerpos receptores, canales de conducción de agua a embalses, canales de riego o canales de drenaje pluvial, provenientes del lavado y/o mantenimiento de vehículos aéreos y terrestres, así como el de aplicadores manuales y aéreos, recipientes, empaques y envases que contengan o hayan contenido agroquímicos u otras sustancias tóxicas.

3.2.6 Parámetros de diseño de sistema de tratamiento de aguas residuales

Para el diseño se tendrán en cuenta las operaciones y conceptos que servirán de base de cálculo para el tratamiento.

3.2.6.1 Población futura (P_f)

La planta de tratamiento de aguas residuales de la parroquia Malimpia está proyectada para suplir las necesidades de una la población que tendrá los próximos 20 años, como indica el Código Ecuatoriano de la Construcción C.E.C. Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. CPE INEN 005-9-1. (1992)

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n$$

Ecuación 1

Donde:

P_f =Poblacion futura(hab)

P_a =Poblacion actual (hab)

r =Índice de crecimiento (%)

n =Periodo de tiempo (años)

3.2.6.2 Caudal (Q)

Va a estar en función de las aportaciones de aguas residuales generadas por los habitantes.

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

Ecuación 2

Donde:

Q = Caudal (L/s)

V =Volumen (L)

T =Tiempo (s)

➤ **Caudal medio teórico (Q_{mt})**

Cantidad de agua residual que llega a un punto por el número de días que se llevó a cabo las mediciones, se debe tener en cuenta el coeficiente de retorno que según las normas EXIEOS 1993 este se encuentra en un rango de 70-80%.

$$Q_{mt} = \frac{CR * Dot * P_f}{86400}$$

Ecuación 3

Donde:

CR =Coeficiente de retorno

Dot =Dotacion de agua (L/hab-día)

P_f = Población futura (Hab)

➤ **Coeficiente de mayorizacion (M)**

➤

Está relacionado con el gasto diario y el gasto medio diario su cálculo se efectúa cuando la población fluctúa entre los 1000 y 1000000 de habitantes.

$$M = 1 + \frac{14}{4 * \sqrt{\frac{P_f}{1000}}}$$

Ecuación 4

Donde:

M =Coeficiente de mayorizacion

P_f = Población futura

➤ **Caudal máximo teórico ($Q_{max.t}$)**

Es de gran interés para el diseño de los equipos que tengan un tiempo de retención como es el caso del ecualizador y el reactor biológico, representa el caudal máximo en un periodo de 24 horas.

$$Q_{max.t} = (Q_{mt} * M)$$

Ecuación 5

Donde:

$Q_{max.t}$ = Caudal máximo teórico (L/s)

Q_{mt} = Caudal medio teórico (L/s)

M = Coeficiente de mayorización

➤ **Caudal de infiltración (Q_{INF})**

Hace referencia a la cantidad de agua que se filtra a la red de alcantarillado debido a fallas en las tuberías, conexiones clandestinas cuando no existe un estudio previo y las características del suelo al ser arenoso pueden llegar a ser el 25 % de las precipitaciones en este estudio las tuberías utilizadas en el sistema de alcantarillado son de Policloruro de Vinilo evitando que haya infiltración al sistema.

➤ **Caudal de diseño**

Estos son el máximo y mínimo de diseño sirven para el dimensionamiento de los equipos que van a conformar el sistema de depuración.

➤ **Caudal máximo de diseño (Q_M)**

Cantidad máxima de agua residual que pasara por la sección se debe tener en cuenta todas las aportaciones de agua que terminen en la descarga.

$$Q_M = (Q_{max.t} + Q_{INF})$$

Ecuación 6

Donde:

Q_M =Caudal máximo de diseño (L/s)

$Q_{max.t}$ = Caudal máximo teórico (L/s)

Q_{INF} =Caudal de infiltración (L/s)

➤ **Caudal medio de diseño (Q)**

Caudal que va a determinar el dimensionamiento de los equipos y la eficiencia de los mismos.

$$Q = Q_{mt} + Q_{INF}$$

Ecuación 7

Donde:

Q = Caudal medio de diseño (L/s)

Q_{mt} =Caudal medio teórico (L/s)

Q_{INF} =Caudal de infiltración (L/s)

3.2.6.3 Canal

Medio por donde el agua residual será trasportada desde su recolección del sistema de alcantarillado hasta la planta de tratamiento sirviendo de soporte del sistema de desbaste del proceso, generalmente es de sección rectangular colocado siempre antes del proceso de desbaste.



Figura 24.3 Canal de entrada a una planta depuradora

Fuente: <https://ptars.wikispaces.com/municipiodecogua>

Tabla 21-3 Velocidades del agua medias máximas admisibles para canales abiertos

Tipo de revestimiento	Velocidad media máxima admisible del agua (m ³ /s)
Hormigón de cemento moldeado en obra	2,5
Hormigón de cemento prefabricado	2
Ladrillos	1,4-1,6

Fuente: SOTELO, G., Hidráulica de canales, México, 2002

Tabla 22-3 Caudal en función del borde libre en canales abiertos

CAUDAL (m ³ /s)	FACTOR DE SEGURIDAD (m)
Menor a 0,50	0,30
Mayor a 0,50	0,40

Fuente: Rojas Rubio

Tabla 23-3 Revisión de la capacidad de conducción de los canales revestidos

Anchura del fondo (m)	Altura del agua (m)	Pendiente longitudinales (porcentaje)			
		0.02	0.05	0.10	0.15
0.30	0.30	20-30	30-40	40-60	40-70
0.50	0.40	40-70	70-120	100-160	120-200
0.80	0.60	140-240	230-370	320-530	400-650

Fuente: SOTELO, G., Hidráulica de canales, México, 2002

Tabla 24-3 Coeficiente de Manning

Material	Coeficiente de Manning
Hormigón simple	0,013
Asbesto cemento	0,011
Plástico (PVC)	0,090
Madera (duelas)	0,012

Fuente: (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Tabla 25-3 Forma del vertedero en función del caudal

VERTEDERO	CAUDAL
Rectangular	< 20 L/s
Trapezoidal	> 120 L/s
Circular	50 – 120 L/s
Triangular	20 – 50 L/s

Fuente: (Estructuras De Conducción De Agua)

➤ **Cálculo del radio hidráulico del canal (R_h)**

Se determina mediante el área mojada del canal calculando el perímetro que se moje dentro del canal.

$$R_h = \frac{b * h}{b + 2h}$$

Ecuación 8

Dónde:

R_h : Radio hidráulico (m)

h : Altura máxima del agua en el canal (m)

b : Ancho del canal (m)

➤ **Velocidad media del agua en el canal (v)**

Corresponde al valor promedio de las velocidades que atraviecen la seccion del canal.

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

Ecuación 9

Dónde:

v : Velocidad media del agua en el canal (m/s)

n : Coeficiente de rugosidad Manning de las paredes del canal.

R_h : Radio hidráulico del canal (m)

S : Pendiente

➤ **Área de la sección transversal mojada del canal (A)**

Es el area neta del canal que tiene contacto con el agua residual.

$$A = \frac{Q_M}{v}$$

Ecuación 10

Dónde:

A: Área de la sección transversal mojada del canal (m)

Q_M =Caudal máximo de diseño (m^3/s)

v: Velocidad media del agua en el canal (m/s)

➤ **Altura efectiva (hef)**

Altura máxima hasta que alcanzara el agua residual dentro del canal.

$$hef = \sqrt{\frac{A}{2}}$$

Ecuación 11

Dónde:

hef = Altura efectiva (m)

A= Área del canal (m^2)

➤ **Altura del canal (H)**

Altura de diseño final del canal teniendo en cuenta los imprevistos que puedan suceder en el canal.

$$H = hef + h_s$$

Ecuación 12

Dónde:

H : Profundidad total del canal (m)

h : Altura efectiva (m)

h_s : Factor de seguridad (m)

3.2.6.4 Rejillas

Se emplean con la finalidad de retener los sólidos en suspensión de distintos tamaños tales como cascaras de frutos, palos, plásticos etc.

Son hechas de varillas de hierro en forma paralela, pueden ser de limpieza manual o limpieza mecánica su espacio de separación entre barras va a depender de los objetos que provengan de la red de alcantarillado, pueden ser con aberturas de 5mm para material fino o en un rango de 4-9mm para sólidos gruesos. (RAMALHO, 1983, págs. 92-94)

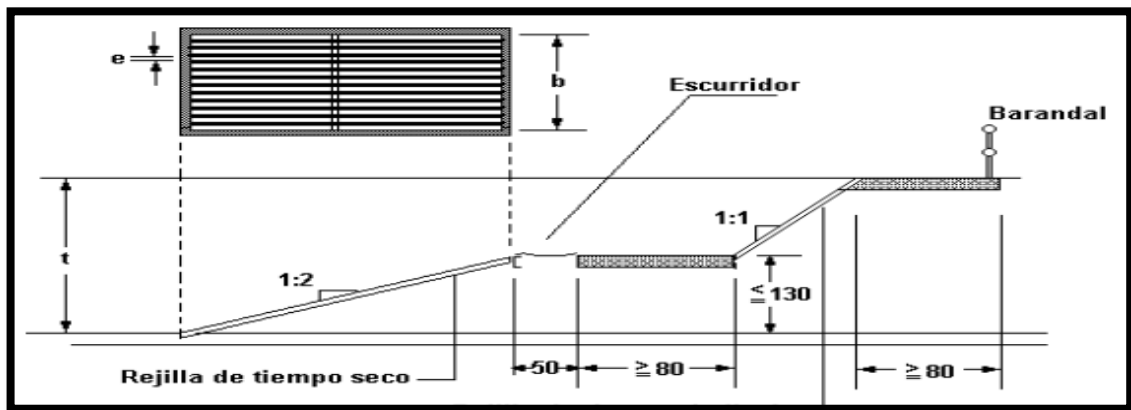


Figura 25.3 Disposición de las rejillas de limpieza manual

Fuente. (Valdez & Vazquez, 2003)

➤ *Criterios para el diseño de rejillas*

Las rejillas de limpieza manual son las indicadas para nuestro sistema debido a que el tratamiento es para gastos menores a $0.05m^3/s$, con una velocidad de $0,6m/s$ para que responda de mejor manera en la época de lluvia y evitar la sedimentación de sólidos orgánicos.



Figura 26.3 Factores de forma β para secciones usuales de barras de rejillas

Fuente, (Valdez & Vazquez, 2003)

Tabla 26-3 Medidas típicas del canal de rejillas de un sistema manual

Parámetros	Medidas	Unidad
Ancho del canal Vertedero	50	cm
Separación entre barras	2	cm

Fuente, (Valdez & Vazquez, 2003)

Tabla 27-3 Dimensiones para el diseño de rejillas de limpieza manual

PARÁMETRO	SÍMBOLO	UNIDAD	INTERVALO	VALOR
Velocidad de aproximación*	V _a	m/s	0,3 – 0,6	0,45
Velocidad mínima*	V	m/s	0,3 – 0,6	0,6
Aceleración de la gravedad	G	m/s ²	9,8	-
Altura de seguridad**	H _s	m	0,50	0,50
Espesor de la barra**	e	mm	5 - 15	10
Ancho del canal	b	m	0,5	0,5
Separación entre barras	s	mm	15 - 50	30
Angulo de inclinación**	ϕ	°	45 - 60	45
Pérdida máxima de carga admisible	H _f	m	0,015	0,015

Fuente: *Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico 2000, **Normas para Estudio y Diseño de sistemas de agua potable y Disposición de Aguas Residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

➤ **Número de barras (Nb)**

Cantidad de barrotes que van a obstruir el paso de sólidos de gran tamaño que puedan comprometer los equipos o la eficiencia del tratamiento.

$$Nb = \frac{b - S_p}{e - S_p}$$

Ecuación 13

Dónde:

Nb : Número de barras

b : Ancho del canal (m)

e : Espesor de barras (m)

S_p : Separación entre barras (m)

➤ **Largo de la barra (l)**

Longitud de los barrotes que conforman la rejilla para el desbaste.

$$\sin\theta = \left(\frac{H}{l}\right)$$

Ecuación 14

$$l = \frac{H}{\sin\theta}$$

Ecuación 15

Donde:

l = Largo de la barra (m)

H = Altura del canal (m)

θ = Angulo de inclinación (°)

➤ **Área libre del canal de rejillas, (A_L)**

Se determina el área entre las rejillas que va a permitir el paso del agua residual, evitando que ingresen al proceso los sólidos de mayor diámetro.

$$A_L = \frac{Q_M}{v}$$

Ecuación 16

Donde:

A_L = Área libre del canal de rejillas (m^2)

Q_M = Caudal máximo de diseño (m^3/s)

v = Velocidad a través de las rejillas (m/s)

➤ ***Perdida de carga en las rejillas* (hf)**

Distancia que pierde el agua residual debido a la caída de presión por la fricción con las rejillas.

$$hf = \beta \left(\frac{S}{e} \right)^4 \left(\frac{v^2}{2g} \right) \sin \theta$$

Ecuación 17

Donde:

hf = Perdida de carga en las rejillas, hf (m)

β = Factor que depende de la forma de la sección de las barras

g = Aceleración gravitacional $9.8m/s^2$

θ = Angulo de las barras hacen con la horizontal, limpieza manual 45°

➤ **Área de sección transversal del flujo (A_f)**

Área perpendicular al largo de las rejillas por donde fluye el agua residual.

$$A_f = \frac{A_L(S_p + e)}{S_p}$$

Ecuación 18

Dónde:

A_f : Área de sección transversal del flujo (m^2)

A_L : Área libre entre barras (m^2)

S_p : Separación entre barras (m)

e : Espesor de barra (m)

3.2.6.5 Ecuador

Tanque de gran tamaño que desempeña varias funciones como la homogenización y aireación de las aguas residuales además es clave para la amortiguación de los caudales punta, con el papel del ecualizador logramos una igualación de caudales, a partir de residuos variables en cantidad y calidad.

Esto tiene un efecto positivo ya que logramos disminuir la concentración de contaminantes y con el tiempo de retención se da una regulación de pH, el ecualizador se usara para suministrar el almidón de yuca (coagulante natural) para que se dé el proceso de coagulación que favorezca a la producción de lodos y formación de floc.

Las principales ventajas del ecualizador:

- Mejora el tratamiento biológico porque reduce las cargas de choque.
- Incrementa la calidad del efluente debido a que permite que los sedimentarios secundarios trabajen con una carga de solidos constantes.
- Disminuye las superficies de filtración.

El tiempo va según la bibliografía va a depender de las necesidades del sistema y los periodos de trabajo de la planta para nuestro fin y por las condiciones de nuestro caudal se va a tomar 2 horas. (METCALF & EDDY, 1995)



Figura 27.3 Ecuación de flujo

Fuente: (HYDROMATIC S.A.C, 2009)

Tabla 28-3 Parámetros de diseño para un tanque ecualizador

PARÁMETROS	SÍMBOLO	VALOR TÍPICO
Tiempo de Retención	Horas	2-12
Volumen	m ³	< 50
Mezcla	W/m ³	4
Profundidad	m	4,5
Borde Libre	m	0,9
Nivel Mínimo de Operación	m	1,5

Fuente: Romero Rojas, 2002 - (METCALF & EDDY, 1995)

Tabla 29-3 Valores para el cálculo del Ecualizador

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal medio	Q	3.58	m ³ /h
Tiempo*	T	2	Horas

*Fuente ** (METCALF & EDDY, 1995)

➤ **Volumen del tanque Ecuador** (V_{ec})

$$V_{ec} = Q * T$$

Ecuación 19

Donde:

V_{ec} =Volumen del sedimentador(m^3)

Q_D =Caudal de diseño($\frac{m^3}{h}$)

T=Tiempo (horas)

➤ **Área del tanque** (A_T)

$$V_{ec} = A_T * h$$

Ecuación 20

$$A_T = \frac{V_{ec}}{h}$$

Ecuación 21

Dónde:

V_{ec} : Volumen del tanque ecualizador (m^3)

A_T : Área del tanque (m^2)

h : Altura del tanque (m)

➤ **Ancho del Tanque**(a)

$$A_T = L * a$$

Ecuación 22

$$a = \frac{A_T}{L}$$

Ecuación 23

Dónde:

A_T : Área del tanque (m²)

a : Ancho del tanque (m)

L : Largo del tanque (m)

3.2.6.6 Coagulante Natural –almidón de yuca

- **Cálculo de la dosificación de coagulante Almidón de yuca (x)**

$$V_1 \rightarrow P_1$$

$$V_2 \rightarrow (x)P_2$$

Ecuación 24

Dónde:

V_1 : Volumen de la solución (ml)

V_2 : Volumen de la solución requerida (ml)

P_1 : Peso de almidón de yuca inicial (g)

P_2 : Peso de almidón de yuca requerido en la solución (g)

- **Cálculo de la cantidad de Almidón de yuca necesaria ($C_{alm,y}$)**

$$C_{alm,y} = Q * (x) Alm. yuca$$

Ecuación 25

Donde:

$C_{alm,y}$ = Cantidad de almidón de yuca necesaria (kg/día)

Q = Caudal (L/día)

(x) = Dosificación de coagulante Almidón de yuca (Kg/L)

- **Cálculo del precio del Almidón de yuca por día ($P_{alm,y}$)**

$$P_{alm,y} = C_{alm,y} * Costo_{alm,y}$$

Donde:

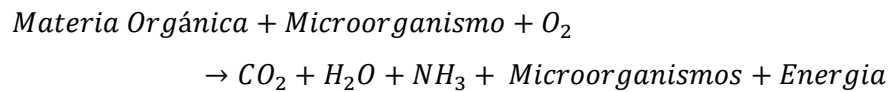
$$(P_{alm,y}) = \text{Precio del almidón de yuca por día } \left(\frac{\$}{\text{día}}\right)$$

$$C_{alm,y} = \text{Cantidad de almidón de yuca necesaria (kg/día)}$$

$$Costo_{alm,y} = \text{Costo por kilogramo de almidón de yuca (\$/kg)}$$

3.2.6.7 Lodos activados

Es un proceso biológico que se desarrolla en un reactor en condiciones aeróbicas donde las aguas residuales son estabilizadas biológicamente, los microorganismos que mediante su crecimiento y mezcla empiezan a flocular formando los lodos activados, el ambiente aeróbico se logra con la ayuda de difusores de aire. (Chile, 2014)



El floculo es la clave de la depuración en este tratamiento su tamaño varía entre los 100 y 500 micras cuando este incrementa demasiado el oxígeno disuelto de su interior disminuye al punto de crear zonas anoxicas que favorecen a la polifерación de bacterias anaerobicas.

Tabla 30-3 Bacterias presentes en los lodos activados

Bacterias presentes en el proceso de lodos activados		
Clasificación	Grupo	Características
Bacilos Gram negativo del grupo Pseudomonas	<i>Pseudomonas</i>	Son filamentosas pero carecen de septos
	<i>Zoogloea</i>	Abundan las de especie <i>ramigera</i>
	<i>Flavobacterium Cytophaga</i>	Abundan en el suelo
	<i>Alcaligines</i>	Son desnitrificadoras
Gram positivas	<i>Arthrobacter</i>	Abundan en el suelo
	<i>Bacillus</i>	Positivo a la catalasa
Bacterias filamentosas que le proporcionan consistencia a los floculos y crecen en equilibrio		

Fuente: (METCALF & EDDY, 1995)

La tecnología de los lodos activados tiene como objetivo dar un tratamiento biológico de agua residual mediante la coagulación, eliminar los sólidos coloidales que no sedimenta así logrando estabilizar las aguas residuales domestica previo a su descarga, la afluentes residuales son puestas en contacto con una población microbiana mixta formando la masa activada en un sistema aireado.

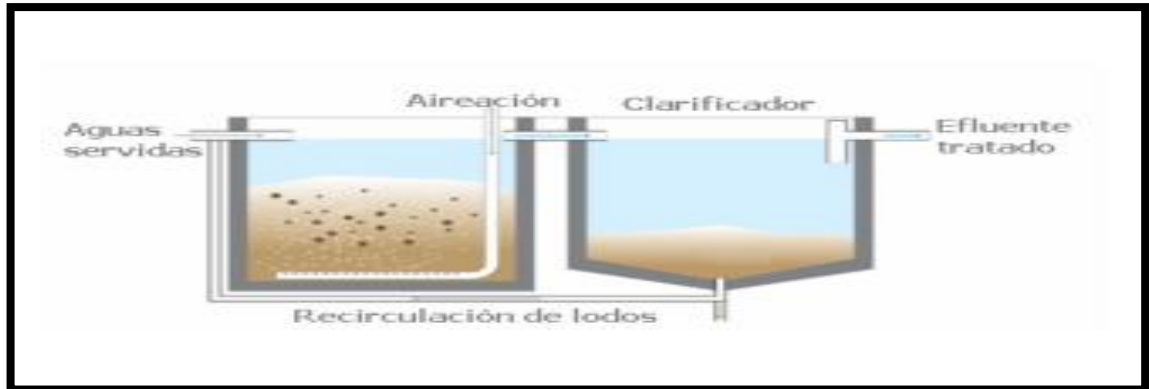


Figura 28.3 Proceso de tratamiento de lodos activados con recirculación externa

Fuente, <https://www.aguasresiduales.info/revista/reportajes>

➤ **Actividad de las bacterias en el proceso**

Las bacterias transforman la materia orgánica para su desarrollo y reproducción debido a su tamaño (1 -10 μm) les permite la absorción y transformación de los sólidos disueltos (1/1000 μm) en CO₂ y sólidos en suspensión

Estas tienen una propiedad adherirse a partículas inertes y aglomerarse entre ellas creando floculós cercanos a 1mm, esto permite su separación del agua clarificada de los que se forman debido a los floculós.(CHARPENTIER, 2014)

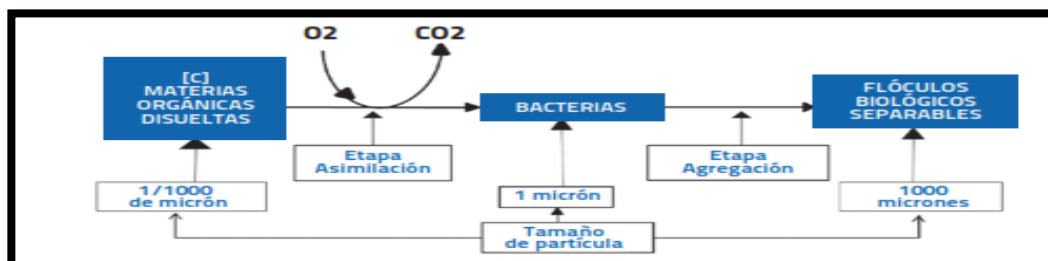


Figura 29.3 Papel de las bacterias en el tratamiento biológico.

Fuente, (CHARPENTIER, 2014)

➤ *Reactor biológico*

Es un tanque equipado para suministrar oxígeno a las bacterias mediante equipos aireadores para que colonicen la biomasa, estos pueden ser difusores en el fondo del tanque o aireadores superficiales.



Figura 30.3 Reactor biológico

Fuente: (HYDROMATIC S.A.C, 2009)

➤ *Etapa de aireación*

Debido a las propiedades de las bacterias descritas anteriormente al entrar en contacto las aguas residuales con el aire forman floculós que van a conformar la biomasa de lodos activados.

Su correcto desempeño va a depender del equilibrio entre: la materia orgánica que contenga el agua contaminada, la cantidad de bacterias que contenga y la cantidad de oxígeno que necesiten las bacterias para asimilar la materia orgánica. (CHARPENTIER, 2014, págs. 14-15)

La aireación se da por equipos con alto rendimiento como los difusores, diseñados para que sus orificios no sean taponados por los sedimentos y tampoco el líquido pase hacia el difusor, la cantidad de oxígeno que necesitan las bacterias para el metabolismo de la materia orgánica es mayor a la tasa natural de reposición por ello se busca alcanzar esta demanda con los dispositivos que adición artificial de oxígeno. (Valdez & Vazquez, 2003, págs. 209-215)

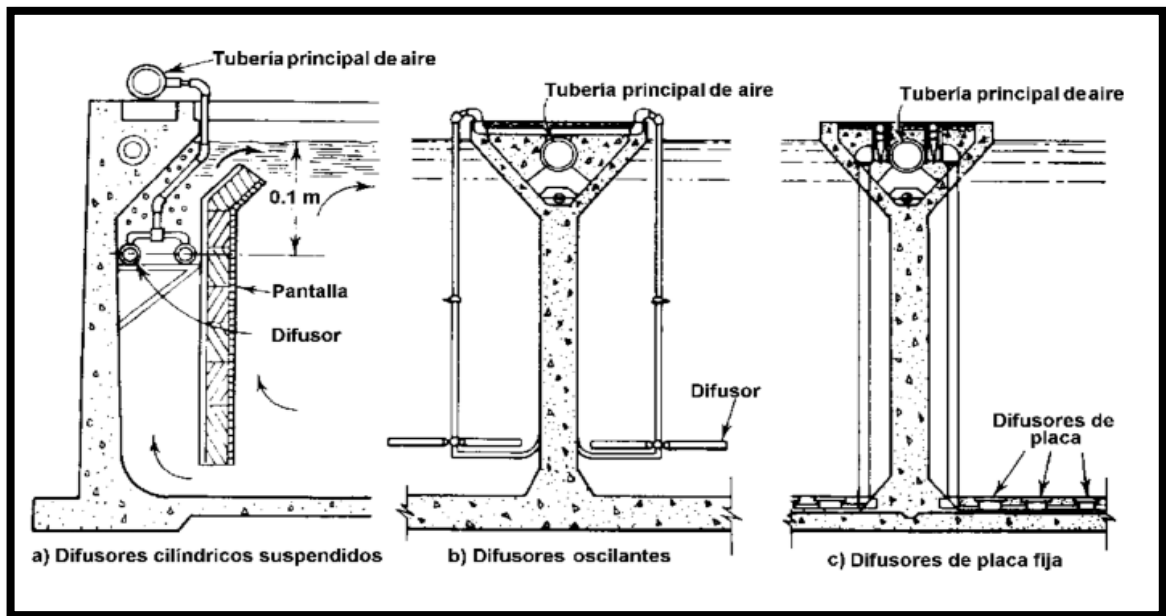


Figura 31.3 Difusores de aire en el tanque

Fuente: (Valdez & Vazquez, 2003)

Los difusores existen en gran variedad en el mercado entre los más utilizados están los de burbujas finas que proporcionan burbujas de 2 -2.5mm en gran cantidad y los difusores de burbujas grande que producen burbujas de diámetro cercanos a los 25mm.

La cantidad de oxígeno requerida esta directamente relacionada con la relacion alimento/microorganismo debido a esto se estima que la cantidad de aire que se necesita para relaciones por encima de 0.3 esta en en el rango de (30-55)m³/kg por cada kilogramo de DBO₅ eliminada, si la fuente de aire es un difusor de burbuja gruesa mientras que si la fuente es un difusor de burbuja fina se estima un rango de (24-36) m³/kg por cada kilogramo de DBO₅ eliminada.

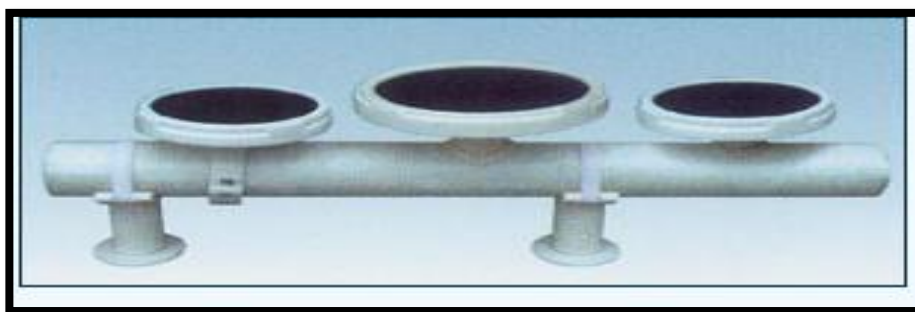


Figura 32.3 Sistema de Difusores

Fuente: <http://www.serquimsa.com/equipos/difusores/>

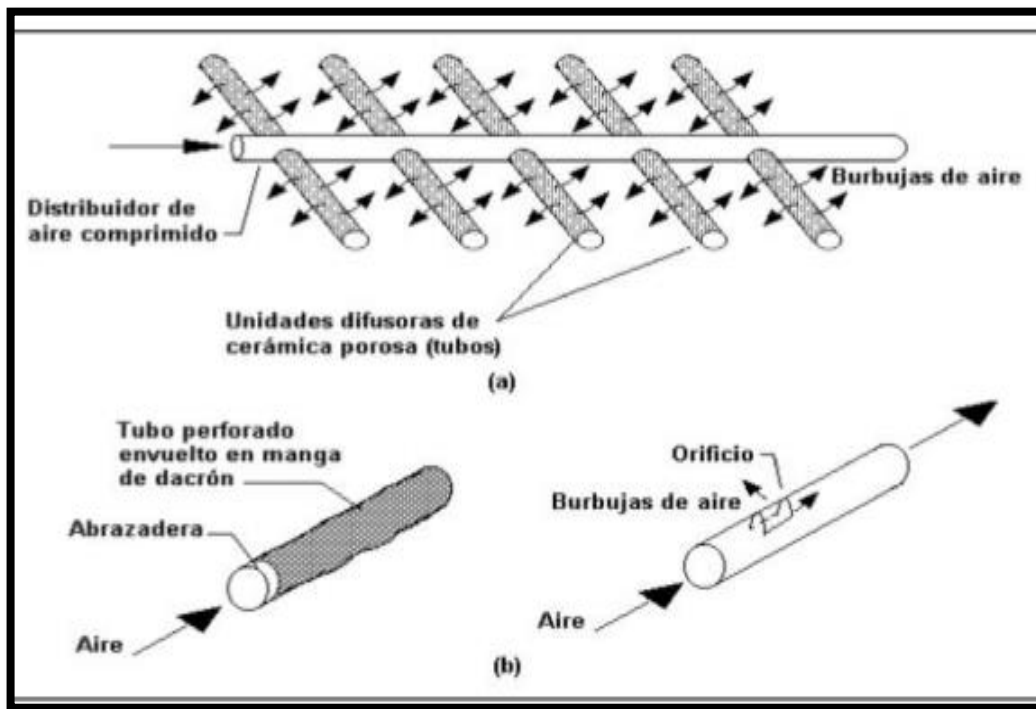


Figura 33.3 sistema de difusión: a) burbuja fina y b) burbuja gruesa

Fuente: (Valdez & Vazquez, 2003)

Tabla 31-3 Valores de coeficiente cinéticos para proceso de lodos activados

Coefficiente	Unidades para SSV	Rangos	Típico
Y	$mgSSV/DBO_5$	0.4-0.8	0.6
K_d	d^{-1}	0.0025-0.0075	0.06
k	$mg/LDBO_5$	25-100	60

Fuente: (METCALF & EDDY, 1995)

Tabla 32-3 Parámetros de diseño para proceso de lodos activados

Modificación del proceso	$\theta_c(d)$	$\frac{F}{M} (KgDBO_5 /SSVLM * d)$	Carga volumica ($Kg DBO_5 aplicada /m^3 * d$)	SSLM mg/L (X)	V/Q(h)	$\frac{Qr}{Q}$
Convencional	5-15	0.2-04	0.32-0.64	1500-3000	4-8	0.25-0.75

Mezcla completa	5-15	0.4-0.6	0.80-1.92	2500-4000	3-5	0.25-1
-----------------	------	---------	-----------	-----------	-----	--------

Fuente: (METCALF & EDDY, 1995)

➤ Volumen del reactor biológico (V_{Tanq})

Superficie donde se llevara a cabo los procesos de biodegradación y biosíntesis por parte de los microorganismos.

$$V_{Tanq} = \frac{\theta_c * Q * Y * (C_{sDBO5} \text{ inicial} - C_{sDBO5} \text{ final})}{X * (1 + K_d * \theta_c)}$$

Ecuación 27

Donde:

V_{Tanq} = Volumen del reactor biológico m^3

θ_c =Tiempo de retención celular, d

C_{sDBO5} inicial=Concentración inicial ppm

C_{sDBO5} final =Concentración final ppm

K_d =Constante de degradación endógena d^{-1}

Q =Caudal de entrada m^3/d

Y =Coeficiente de producción celular, mg SSVLM/mg DBO_5

X =Concentración de lodo activado en el reactor biológico mg/L SSVLM

➤ **Tiempo de retención hidráulico (TRH)**

Este varía según la concentración del agua residual domestica a tratar, va a determinar el tiempo de retención para remover la materia orgánica. (CHARPENTIER, 2014)

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

Ecuación 28

Donde:

V_{Tanq} = Volumen del tanque de aireación m^3

Q = Volumen cotidiano del afluente m^3/dia

➤ **Relación (Alimentos/microorganismo) $(\frac{F}{M})$**

Para que no se dé la disminución de la actividad bacteriana va a depender de la cantidad de alimento que provea la energía para el crecimiento de los microorganismos.

$$\frac{F}{M} = \frac{DBO_5}{TRH * X}$$

Ecuación 29

Donde:

TRH =Tiempo de retención hidráulica

X = Concentración de lodo activado en el reactor biológico SSVLM

➤ **Aporte Horario de O_2**

Es el oxígeno necesario para el desarrollo de las bacterias aerobias y poder realizar sus actividades metabólicas este se calcula a partir de un consumo mínimo de $2KgO_2/KgDBO_5$. (BETETA, 2007, págs. 107-111)

➤ **Producción observada de fangos (Y_{abs})**

Cantidad de lodos producida por la cantidad de solidos suspendidos en el licor de mezcla que van a estar condicionados por la edad de los lodos.

$$Y_{abs} = \frac{Y}{1 + Kd * \theta c}$$

Ecuación 30

Donde:

Y = Coeficiente de producción celular, mg SSVLM/mg DBO_5

Kd = Constante de degradación endógena d^{-1}

Θ_c =Tiempo de retención celular, d

➤ **Masa de fangos o producción de lodos P_x**

Cantidad de lodos que va a estar en función de la cantidad de materia orgánica removida en el transcurso de un día.

$$P_x = Y_{abs} * Q * (csDBO_5 inicial - csDBO_5 final) * (10^3 g/kg)^{-1}$$

Ecuación 31

Donde:

P_x = Masa de fangos o producción de lodos Kg/día

Q =Caudal del efluente m^3 /día

$csDBO_5 inicial$ =Concentración inicial (mg/L)

$csDBO_5 final$ = Concentración final (mg/L)

Y_{abs} = Producción observada de fangos mg SSVLM/mg DBO_5

➤ **Oxígeno necesario (O_2 necesario)**

Cantidad de oxígeno que se necesita para que las bacterias realicen su metabolismo.

$$O_2 necesari = \frac{Q * (csDBO_5 inicial - csDBO_5 final)(10^3 g/kg)^{-1}}{f} - 1,42(P_x)$$

Ecuación 32

Donde:

P_x = Producción de lodos (Kg/día)

f =Factor de conversión de DBO_5 a DBO_L

➤ **Cantidad de Aire teórico (A_T)**

$$A_T = (O_2 \text{ necesario} * \frac{Kg \text{ aire}}{Kg \text{ } O_2} * \rho_{\text{aire}})$$

Ecuación 33

Donde:

A_T = Cantidad de Aire teórico (m^3 aire/día)

$\frac{Kg \text{ aire}}{Kg \text{ } O_2} = 100$ kg de aire hay 20.94 kg de O_2

ρ_{aire} = Densidad del aire $1.225 \text{ kg}/m^3$

➤ **Cantidad de aire Real (A_R)**

$$A_R = \frac{A_T}{8\%}$$

Ecuación 34

Donde:

A_R = Cantidad de aire Real (m^3 aire/día)

A_T = Cantidad de Aire teórico (m^3 aire/día)

8% = Eficiencia de aireación en los equipos

➤ **Aire necesario por unidad de volumen (A_V)**

Cantidad de aire real que se consumirá por cada metro cubico de agua residual aireado.

$$A_V = \frac{A_R}{Q}$$

Donde;

A_v = Aire necesario por unidad de volumen (m^3 aire/ m^3 agua)

A_R = Cantidad de aire Real (m^3 aire/día)

Q = Caudal medio de diseño (m^3 /día)

➤ **Aire necesario por Kg de DBO_5 eliminada (A_D)**

Cantidad de aire real que se consumirá para remover un kilogramo de materia orgánica del agua residual

$$A_D = \frac{A_R}{(DBO_5 inicial - DBO_5 final) * Q * (1/1000)}$$

Ecuación 36

Donde;

A_D = Aire necesario por Kg de DBO_5 eliminada (m^3 /kg)

A_R = Cantidad de aire Real (m^3 aire/día)

Q = Caudal medio de diseño (m^3 /día)

➤ **Trasferencia de oxígeno a través del difusor (N)**

Cantidad de oxígeno por KW que será transferida por el difusor durante el proceso de aireación.

$$N = N_o * \left(\frac{\beta * C'_{sw} - C_l}{C_{st}} \right) * (1.024^{T-20} * \alpha)$$

Ecuación 37

Donde:

N =Tasa de transferencia total de oxígeno (Kg O₂/KW *h)

N_o =Tasa de transferencia total de oxígeno por el difusor (Kg O₂/KW *h)

α =Factor de conversión para transferencia de oxígeno

β =Factor de corrección para la salinidad y tensión superficial

C_l =Concentración de oxígeno disuelto a mantener en el tanque (mg/L)

C'_{sw} =Concentración de saturación de oxígeno disuelto en la red (mg/L)

C_{st} =Concentración de saturación de oxígeno en la red a 20°C (mg/L)

T = Temperatura de funcionamiento (°C)

➤ **Potencia del difusor (P)**

Se debe determinar la potencia que necesitara el equipo de aireación para poder elegir el difusor y sus características teniendo en cuenta el aporte de oxígeno que se requiere en el proceso.

$$P = \frac{O_2 \text{ necesario}}{N}$$

Ecuación 38

Donde:

P = Potencia del difusor (KW)

$O_2 \text{ necesario}$ (Kg/día)

N = Tasa de transferencia total de oxígeno (Kg O₂/KW *día)

➤ **Índice volumétrico de lodos (IVL)**

Indicado de las características que presenta el lodo en el tratamiento, es el resultado de la división entre el valor del ensayo en el cono Imhoff durante media hora en (ml/L) y la concentración de solidos suspendidos totales en (g/L). (Valdez & Vazquez, 2003, págs. 234-238)

$$IVL < 90 \text{ ml/g} - \text{excelente sedimentabilidad}$$

$90 < IVL < 150 \text{ mL/g}$ – buena sedimentabilidad
 $IVL > 150 \text{ mL/g}$ – malas condiciones de sedimentabilidad

$$IVL = \frac{SC_l}{SST}$$

Ecuación 39

Donde:

SC_l =Sedimentacion cono Imhoff, ml/L

SST =Solidos suspendidos totales g/L

➤ **Relación de Recirculación**

Proporción del caudal que debe regresar en correlación a la concentración de microorganismo que debe mantener el reactor biológico.

$$R = \frac{X}{SST_{sed} - X}$$

Ecuación 40

Donde:

R =Relacion de Recirculación

X =Concentracion de solidos sedimentables en el reactor (mg/L)

SST_{sed} = Concentración de solidos sedimentables en el sedimentador (mg/L)

➤ **Caudal de recirculación**

Caudal que regresara del sedimentador secundario hacia el reactor biológico para mantener la edad de los lodos y garantizar el metabolismo de las bacterias.

$$Q_R = R * Q$$

Ecuación 41

Donde:

R =Relación de recirculación

Q =Caudal de ingreso (m^3/h)

3.2.6.8 Sedimentador secundario

Se utiliza para la separación de los lodos activados y regresar una porción al reactor biológico permitiendo clarificar el agua que proviene del tratamiento biológico.

Luego de la formación de los floculós por la actividad bacteriana, en el sedimentador secundario esto procede a decantarse la mezcla de agua tratada y los lodos permitiendo que precipite la materia orgánica separándose del agua clarificada.

Se debe mantener el equilibrio bacteriano debido a esto una parte de los lodos recogidos por el sedimentador secundario son devueltos a el reactor biológico. (RAMALHO, 1983, págs. 255-257)

El sedimentador secundario funciona de forma continua, lo que permite que los lodos decantados se localicen en la parte inferior y su eliminación se dé conforme a la capacidad de decantador. (CHARPENTIER, 2014)

Esto sedimentadores consta de una tolva que les permite el almacenamiento y concentración de los lodos decantados para luego ser extraído mediante carga hidráulica y con ayuda del barredor de fondo permite que caigan a la tolva para ser retirados. (GUALBERTO, 2016)

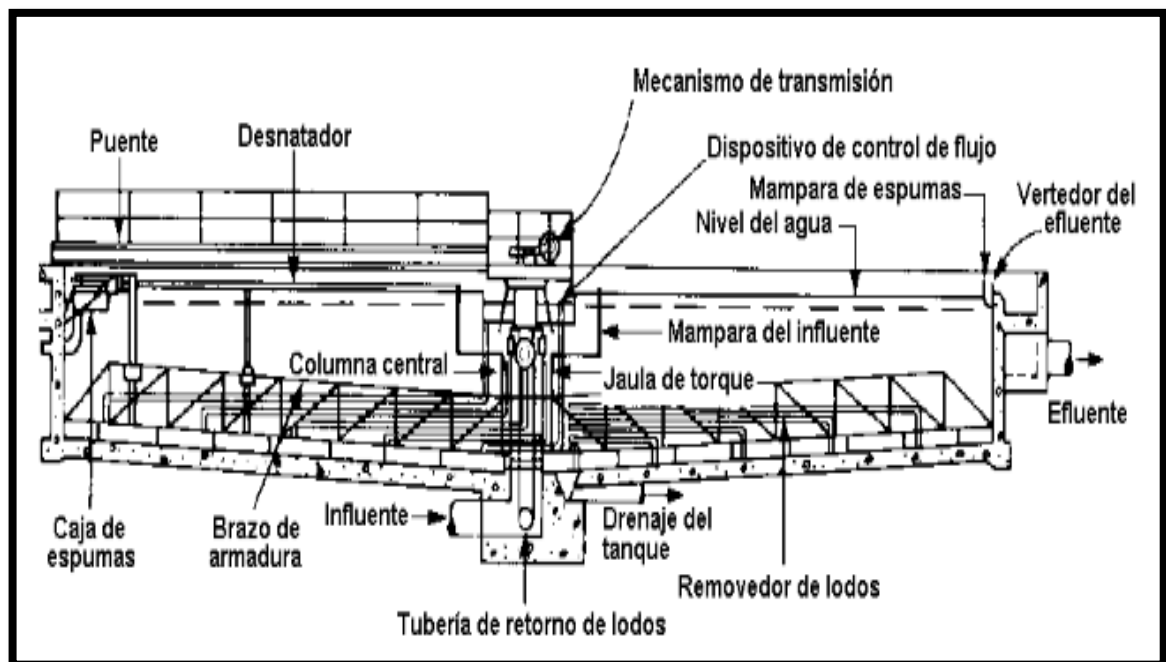


Figura 34-3 Sección transversal de un tanque sedimentador secundario

Fuente: (Valdez & Vazquez, 2003)

Tabla 33-3 Parámetros de diseño para sedimentadores secundarios

Tipo de tratamiento	Carga de superficie m^3/md		Carga de solidos Kg/m^3h		Profundidad M
	Media	Punta	Media	Punta	
Sedimentación a continuación de fangos activos(excepto en la aireación prolongada)	16-32	41-49	3.90-5.85	9.76	3.6-6.0
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados con oxígeno	16-32	41-49	4.88-6.83	9.76	3-6.0
Sedimentación a continuación del proceso de aireación prolongado	8-16	24.42-32	0.97-4.88	6.83	3.6-6.0
Sedimentación a continuación de filtros percoladores	16-24	41-49	2.93-4.88	7.81	3.0-4.5
Sedimentación a continuación de biodiscos :					
Efluente secundario	16-32	41-49	3.90-5.85	9.76	3.0-4.5
Efluente nitrificado	16-32	32-41	2.93-4.88	7.81	3.0-4.5

Fuente: (METCALF & EDDY, 1995)

Tabla 34-3 Criterios dimensionales para sedimentadores secundarios

Tipo de instalaciones	Carga superficial	
	$m^3/m^2/dia$	$m^3/m^2/hora$
Intalaciones con operación precaria	20-30	0.8-1.2
Instalaciones proyectadas con operación razonable	30-30	1.2-1.7
Instalaciones proyectadas con nuevas tecnologías y operación buena	35-45	1.5-1.9
Instalaciones grandes operaciones excelentes	40-60	1.7-2.5

Fuente: (ARBOLEDA, 1972)

➤ **Área del sedimentador secundario (A)**

Área que ocupara el sedimentador secundario de forma circular debido que este garantiza el barrido de los lodos en la parte inferior.

$$A = \frac{Q}{C_s}$$

Ecuación 42

Donde:

A = Área del sedimentador secundario (m^2)

Q =Caudal (m^3/d)

C_s =Carga superficial (m^3/m^2d)

➤ **Diámetro del sedimentador secundario (θ)**

$$\theta = \sqrt{4 \frac{A}{\pi}}$$

Ecuación 43

Donde:

θ = Diámetro del sedimentador secundario (m)

A =Area del sedimentador (m^2)

π =Numero irracional (3.13149)

➤ **Diámetro de reparto central (θ_{int})**

$$\theta_{int} = \theta * 0.25$$

Ecuación 44

Donde:

θ_{int} = Diámetro de reparto central (m)

θ = Diámetro del sedimentador secundario (m)

➤ **Altura de reparto (h_r)**

Altura necesaria para que el mecanismo rotario transporte y retire los fangos del decantador secundario.

$$h_r = \frac{1}{4} * H$$

Ecuación 45

Donde:

h_r = Altura de reparto (m)

H= Profundidad (m)

➤ **Carga del vertedero (C_{vert})**

La carga que reciba el sedimentador secundario debe ser lo suficiente como para lograr espesar los lodos.

$$C_{vert} = \frac{Q}{\pi * \theta}$$

Ecuación 46

Donde:

C_{vert} = Carga del vertedero (m^2/d)

Q =Caudal m^3/dia

θ = Diámetro del sedimentador secundario (m)

➤ **Volumen del sedimentador (V_s)**

Capacidad volumétrica del clarificador secundario.

$$V_s = H * A$$

Ecuación 47

Donde:

V_s = Volumen del sedimentador (m^3)

H= Profundidad (m)

A =Area del sedimentador (m^2)

➤ **Tiempo de retención hidráulica (TRH)**

Tiempo de residencia del efluente del reactor biológico en el clarificador.

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

Ecuación 48

Donde:

TRH = Tiempo de retención hidráulica (días)

V = Volumen del sedimentador (m^3)

Q = Caudal ($\frac{m^3}{día}$)

➤ **Altura de la pendiente del sedimentador (H_C)**

Altura de la inclinación del sedimentador que permitirá que las partículas con mayor diámetro y peso decanten en el fondo del clarificador.

$$\tan\theta = \frac{1}{12} = \frac{\theta}{12}$$

Ecuación 49

$$H_C = \frac{\theta}{12}$$

Ecuación 50

Donde:

H_C = Altura de la pendiente del sedimentador (m)

θ = Diámetro del sedimentador secundario (m)

➤ **Altura total del sedimentador (H_T)**

Altura que tendrá el decantador para el proceso de lodos activados.

$$H_T = H + H_C$$

Ecuación 51

Donde:

H_T = Altura total del sedimentador (m)

H = Profundidad (m)

H_C = Altura de la pendiente del sedimentador (m)

3.2.6.9 Filtros

El proceso de lodos activados tiene una gran eficiencia en la remoción de materia orgánica y coloides biodegradables presentes en el agua residual, pero el sedimentador secundario no puede ser tan efectivo ante la presencia de bacterias no sedimentables debido a esto el proceso de filtración es necesario para remover los sólidos suspendidos y las bacterias no sedimentables, con la remoción de estos elementos se va a dar la reducción de la concentración de DBO_5 .

Se puede emplear los filtros convencionales de arena usados en las plantas potabilizadoras pero en la parte superior tendrán mayor diámetro del material filtrante para atrapar el floculo biológico evitando el taponamiento, para que el proceso de retro lavado sea eficaz se recomienda el uso de filtros multimedia con carbón para la parte superior, arena con densidad media para la parte intermedia y granate de alta densidad para la parte inferior, así prevalecerá la densidad sobre el tamaño de partícula.

Los sólidos suspendidos provenientes del tratamiento biológico con lodos activados son reducidos de 25 a 10 mg/L mediante el proceso de filtración. (Valdez & Vazquez, 2003)

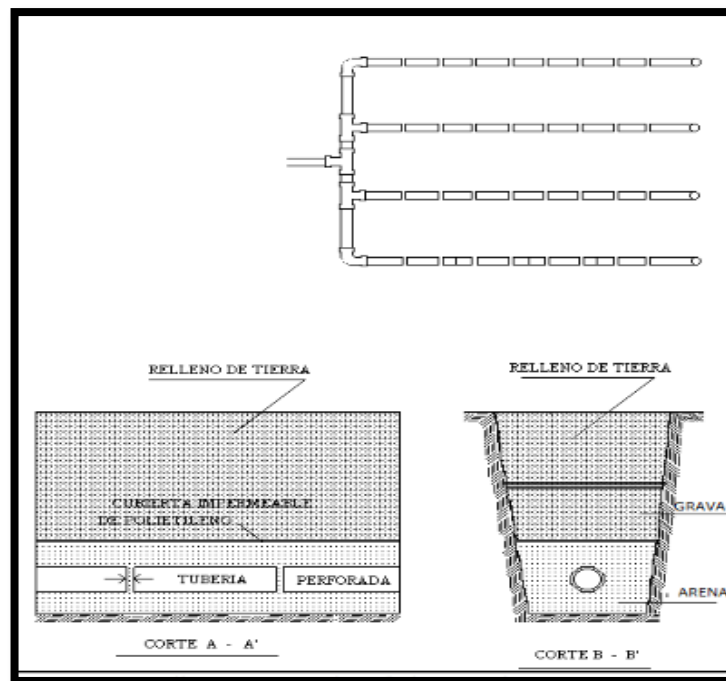


Figura 35.3 Filtro con drenaje inferior común

Fuente: (TERENCE, 1999)

Tabla 35-3 Parámetros para la filtración

Parámetro	Valor	Unidad
Lecho de filtración		
Tasa de filtración	0,00016	m/s

Profundidad del lecho	0-6-1.40	M
Componentes del Filtro		
<i>Capa de agua sobrenadante</i>		
Altura de agua	1.5	m
<i>Carbón activado</i>		
Espesor de la capa	0.45	m
<i>Arena</i>		
Espesor de la capa	0.30	m
<i>Grava</i>		
Espesor de la capa fondo	0.15	m
<i>Drenaje</i>		
Altura	0.60	m
Tiempo de lavado	5-15	min
<i>Laterales</i>		
Capa de soporte	0.3	m
Espacio *	1-2	m
Diámetro de los orificios*	0.004	m
Espacio entre orificios *	0.07-0.3	m
Altura entre el tubo y fondo	0-3	m
Factor de seguridad	1	-
Velocidad de orificio*	0.15	m/s
Velocidad del afluente	1	m/s
Velocidad del efluente	0.5	m/s

Fuente: Romero, 2008. * Vigneswaran, et al., 1995

Tabla 36-3 Materiales empleados para la filtración

Tipo de material	Tamaño efectivo (mm)	Conductividad hidráulica ($m^3/m^2/d$)	Porosidad, n (%)
Arena gruesa	2	100-1000	38.32
Arena gravosa	8	500-5000	30-35
Grava fina	16	1000-10000	35-38
Grava media	32	10000-50000	36-40
Grava gruesa	128	50000-250000	38-35

Fuente: (METCALF & EDDY, 1995)

Tabla 37-3 Numero de filtros según la población

Población	Número de unidades	Unidades de reserva
<2000	2	100%
2000 – 10000	3	50%
10000 – 60000	4	33%
60000 – 100000	5	25%

Fuente: Cargua, 2014

Los filtros serán de flujo descendente debido a su eficiente y bajo costo de implementación.

➤ **Caudal de diseño para cada filtro (Q_{df})**

Caudal que va a someter al proceso de filtración en cada uno de los nódulos.

$$Q_{df} = \frac{Q}{n_f}$$

Ecuación 52

Dónde:

Q_{df} : Caudal de diseño para cada filtro (m^3/s)

Q : Caudal medio diseño (m^3/s)

n_f : Número mínimo de filtros (adimensional)

➤ **Área del filtro (A_f)**

Área que va a ocupar la batería de filtros según el caudal que se distribuya en cada uno de los filtros.

$$A_f = \frac{Q_{df}}{\text{tasa de filtración}}$$

Ecuación 53

Dónde:

A_f : Área del filtro (m^2)

Q_{df} : Caudal de diseño para cada filtro (m^3/s)

➤ **Coefficiente mínimo de costo (K)**

Coefficiente mínimo necesario para el proceso de filtración.

$$K = \frac{2 * nf}{nf + 1}$$

Ecuación 54

Dónde:

K : Coeficiente mínimo de costo (adimensional)

nf : Número de filtros (adimensional)

➤ **Longitud del filtro (l)**

$$l = (A_f * K)^{1/2}$$

Ecuación 55

Dónde:

l : Longitud del filtro (m)

A_f : Área del filtro (m²)

K : Coeficiente mínimo de costo (adimensional)

➤ **Ancho del filtro (b)**

$$b = \left(\frac{A_f}{K}\right)^{1/2}$$

Ecuación 56

Dónde:

b : Ancho del filtro (m)

A_f : Área del filtro (m²)

K : Coeficiente mínimo de costo (adimensional)

➤ **Altura del lecho filtrante (H_{LF})**

Altura del lecho filtrante por la cual se va a retener los sólidos suspendidos que se puedan pasar del tratamiento secundario.

$$H_{LF} = e_c + e_a + e_g$$

Ecuación 57

Dónde:

H_{LF} : Altura del lecho filtrante (m)

e_c : Espesor de la capa de carbón (m)

e_a : Espesor de la capa de arena (m)

e_g : Espesor de la capa de grava (m)

➤ **Altura del filtro (Z_f)**

La altura total del filtro debe tener en cuenta el factor de seguridad y establecido la altura del lecho filtrante.

$$Z_f = f_s(C_a + H_{LF} + C_s + F_c)$$

Ecuación 58

Dónde:

Z_f : Altura del filtro (m)

f_s : Factor de seguridad

C_a : Altura capa de agua (m)

H_{LF} : Altura del lecho filtrante (m)

C_s : Altura capa de soporte (m)

F_c : Altura del drenaje (m)

➤ **Volumen del filtro (V_f)**

Capacidad volumétrica que va a tener cada uno de los filtros.

$$V_f = b * H_{LF} * Z_f$$

Ecuación 59

Dónde:

V_f : Volumen del filtro (m³)

b : Ancho del filtro (m)

H_{LF} : Altura del lecho filtrante (m)

Z_f : Altura del filtro (m)

➤ **Área de los orificios laterales (A_o)**

Área destinada para la caída de presión y salida del agua filtrada por medio de los orificios.

$$A_o = \frac{\pi D_o^2}{4}$$

Ecuación 60

Dónde:

A_o : Área de los orificios laterales (m^2)

D_o : Diámetro del orificio (m)

➤ **Caudal que ingresa a cada orificio (Q_o)**

Distribución del caudal de salida del sedimentador secundario a cada uno de los filtros que conforman la batería de filtros.

$$Q_o = A_o * v_o$$

Ecuación 61

Dónde:

Q_o : Caudal que ingresa a cada orificio (m^3/s)

A_o : Área de los orificios laterales (m^2)

v_o : Velocidad en orificio (m/s)

➤ **Número de laterales (N_L)**

Numero de orificios laterales que debe tener los filtros para el drenaje del efluente.

$$N_L = n_L \frac{L_f}{e_L}$$

Ecuación 62

Dónde:

N_L : Número de laterales (adimensional)

n_L : Número de laterales por lado (adimensional)

L_f : Longitud del filtro (m)

e_L : Separación entre laterales (m)

➤ ***Diámetro de la tubería de entrada al filtro (D_T)***

Tubería por la cual va a ingresar el efluente del tratamiento secundario.

$$D_T = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v_e}}$$

Ecuación 63

Dónde:

D_T : Diámetro de la tubería de entrada al filtro (m)

Q : Caudal (m³/s)

v_e : Velocidad de agua a través de la tubería de entrada (m/s)

➤ ***Diámetro de la tubería de salida del filtro (D_{TS})***

Este diámetro será por el cual se evacue toda el agua tratada y que se encuentra dentro de los límites permisibles por la normativa actual.

$$D_{TS} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v_s}}$$

Ecuación 64

Dónde:

D_{TS} : Diámetro de la tubería de salida del filtro (m)

Q : Caudal (m³/s)

v_s : Velocidad de agua a través de la tubería de salida (m/s)

3.2.6.10 Porcentaje de remoción

Calculo del porcentaje de remoción de la concentración inicial de los parámetros fuera de norma según los valores del efluente.

Tabla 38-3 Valores para el cálculo del porcentaje de remoción

Determinaciones	Unidades	Agua Cruda	Agua Tratada
<i>DBO₅</i>	mg/L	280	91
<i>DQO</i>	mg/L	540	123
<i>N kjedahl</i>	mg/L	69	28
<i>Coliformes fecales</i>	UFC/100mL	375000	352
<i>Coliformes totales</i>	UFC/100mL	580000	842

Fuente, Laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias –ESPOCH

➤ Porcentaje de remoción

$$\%remocion = \frac{Conc A. trata * 100}{Conc A. cruda}$$

$$\%removido = 100\% - \%remocion$$

Ecuación 65

3.2.6.11 Lecho de secado

El lodo es uno de los subproductos más importante sus características van a depender del proceso del cual provengan pero para su disposición final deben ser estabilizados para su aprovechamiento con esto se logra la reducción de su masa, volumen, la carga de organismos patógenos, la atracción de vectores y malos olores producidos por su presencia

Los lecho de secado son el ultimo componente de las plantas de depuración una vez los lodos estén secos son aprovechados para la agricultura. (GUALBERTO, 2016)

Tabla 39-3 Valores para el cálculo de lecho de secado

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Solidos suspendidos	<i>SS</i>	103	mg/L
Densidad del lodo	ρ_{lodo}	1.02	Kg/L
Contenido de solido	-	8-12*	%
Tiempo de digestión	t_{DE}	30*	Días
Profundidad de lecho	H_l	0.20-0.40*	m
Ancho de lecho	b_{LS}	3-10*	m
Caudal de diseño	Q	poner	m^3/dia

Fuente:*(ROJAS, 2005)

Tabla 40-3 Tiempo requerido para la digestión de lodos

Temperatura °C	Tiempo de digestión (días)
5	110
10	76
15	55
20	40
≥25	30

Fuente:*(ROJAS, 2005)

➤ **Carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión (C)**

Estimación de la cantidad de sólidos suspendidos que se producen cada habitante de la parroquia Malimpia en función de la concentración de sólidos suspendidos presentes en el agua residual doméstica descargada al cuerpo hídrico receptor.

$$C = \frac{P_f * \text{contribución per cápita}}{1000}$$

Ecuación 66

Donde:

C = Carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión (*kgss/día*)

P_f = Población futura (Hab)

➤ **Masa de sólidos que conforman los lodos $Kg_{ss}/día$)**

➤

Cantidad de lodos que se espera producir según la contribución per cápita de sólidos suspendidos por parte de cada uno de los habitantes.

$$M_{sd} = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C)$$

Ecuación 67

Donde:

M_{sd} = Masa de sólidos que conforman los lodos *Kg_{ss}/día*)

C = Carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión ($kgss/día$)

➤ **Volumen diario de lodos digeridos (V_{DL})**

Conversión de la masa de lodos en caudal del mismo teniendo en cuenta el porcentaje de sólidos suspendidos que se encuentran en estos lodos.

$$V_{DL} = \frac{M_{sd}}{\rho_{lodo} \left(\frac{\%sólidos}{100} \right)}$$

Ecuación 68

Donde:

V_{DL} = Volumen diario de lodos digeridos (L/día)

M_{sd} = Masa de sólidos que conforman los lodos ($Kgss/día$)

ρ_{lodo} = Densidad de los lodos (Kg/L)

➤ **Volumen de lodo a extraer del tanque (V_{EL})**

Los lodos serán retirados de esta área luego de su digestión para su aprovechamiento en la agricultura esto va a depender de las condiciones climáticas de la zona donde se disponga la depuración del agua.

$$V_{EL} = \frac{V_{DL} * t_{DE}}{1000}$$

Ecuación 69

Donde:

V_{EL} = Volumen de lodo a extraer del tanque (m^3)

V_{DL} = Volumen diario de lodos digeridos (L/día)

t_{DE} =Tiempo de digestión (días)

➤ **Área de lecho de secado (A_{LS})**

Área que van a ocupar los lodos subproducto del tratamiento, donde se producirá su secado para reducir su tamaño y mejorar las condiciones de manejo.

$$A_{LS} = \frac{V_{EL}}{H_d}$$

Ecuación 70

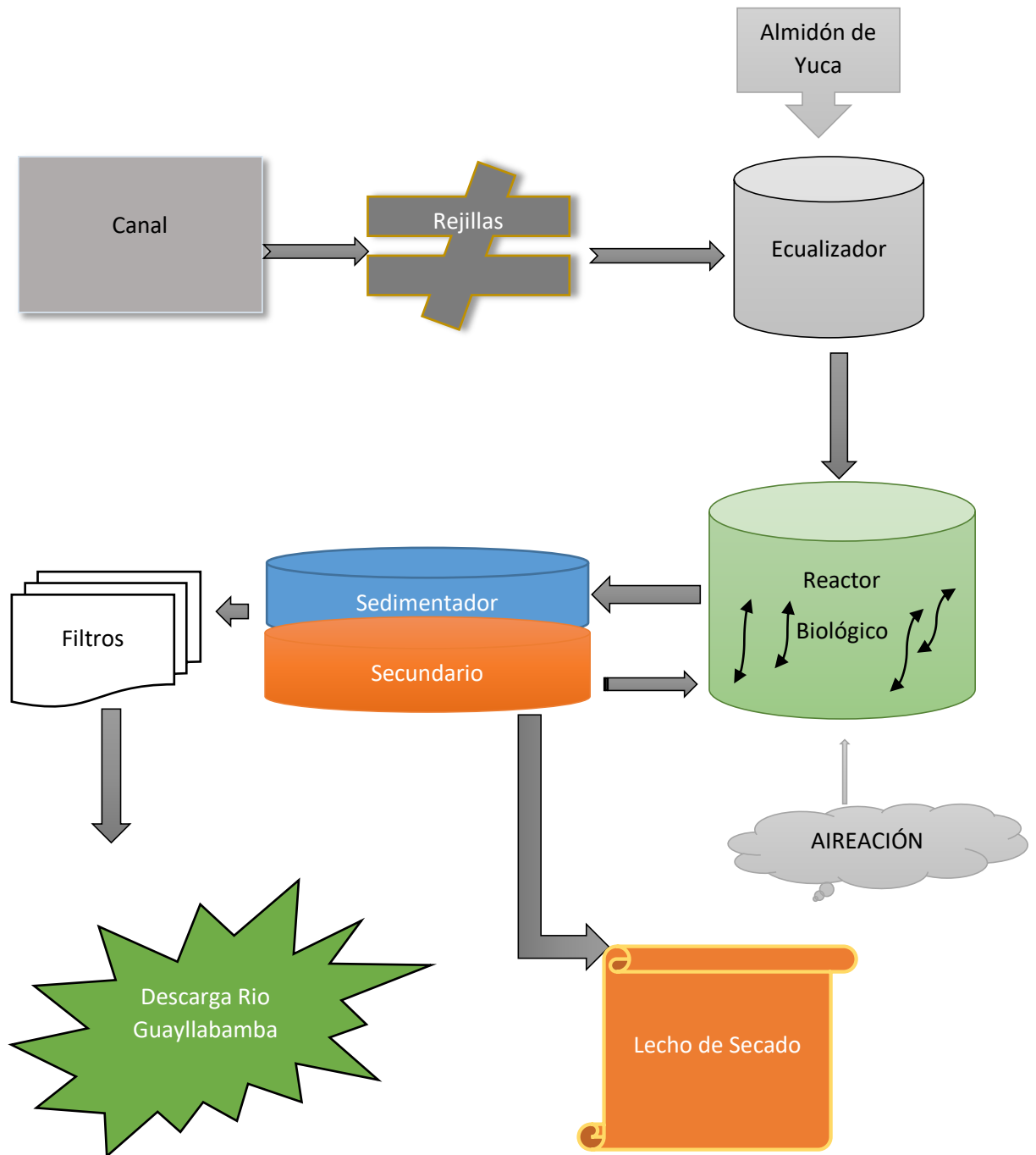
Donde:

A_{LS} = Área de lecho de secado (m^2)

V_{EL} = Volumen de lodo a extraer del tanque (m^3)

H_l = Profundidad de aplicación (m)

3.3 Dimensionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales



3.3.1 Cálculo de la relación DBO_5/DQO

Tabla 41-3 Datos para el cálculo de la relación

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Demanda bioquímica de oxígeno A. Cruda	DBO_5	280	mg/L
Demanda química de oxígeno A. Cruda	DQO	540	mg/L

Fuente, Laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias –ESPOCH

$$DBO_5/DQO$$

$$\frac{DBO_5}{DQO} = \frac{280}{540}$$

$$\frac{DBO_5}{DQO} = 0.5$$

0.5 según la Tabla 14-3 es muy biodegradable el agua residual domestica a tratar.

3.3.2 Determinación de la población futura

Tabla 42-3 Datos para el cálculo de la población futura

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Población actual	P_a	1268*	Hab
Índice de crecimiento anual	r	1.3*	%
Periodo de tiempo	n	20	Años

Fuente,*Instituto Nacional de Estadísticas y Censo

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

➤ **Población futura (P_f), Aplicando la Ecuación 1**

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n$$

$$P_f = 1268 * \left(1 + \frac{1.3}{100}\right)^{27}$$

$$P_f = 1797 \text{ Hab}$$

(r) = 1.3 índice de crecimiento de la parroquia Malimpia según el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC). Ver tabla 40-3

3.3.3 Determinación del caudal

Tabla 43-3 Datos para el cálculo del caudal

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Poblacion futura	P_f	1797	Hab
Coficiente de retorno	CR	0.75*	-
Dotación de agua	Dot	100*	L/Hab-día

Fuente,* NORMA CO 10.7 – 602

Elaborado por. COPETE, Fernando, 2018

➤ **Caudal medio teórico (Q_{mt})**, Aplicando la Ecuación 3

$$Q_{mt} = \frac{CR * Dot * P_f}{86400}$$

$$Q_{mt} = \frac{0.75 * 100 * 1797}{86400}$$

$$Q_{mt} = 1.56L/s$$

$CR = 0.75$ (Coficiente de retorno estándar para las poblaciones mayores a 1000 habitantes según las Normas Para Estudio Y Diseño De Agua Potable Y Disposición De Aguas Residuales Para Poblaciones Mayores A 1000 Habitantes)

$Dot = \frac{100L}{hab.dia}$. (Dotación sugerida por la NORMA CO 10.7 – 602 por tratarse de una parroquia rural con clima cálido) Ver tabla 43-3

➤ **Coficiente de mayorizacion (M)**, Aplicando la Ecuación 4

$$M = 1 + \frac{14}{4 * \sqrt{\frac{P_f}{1000}}}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 * \sqrt{\frac{1797}{1000}}}$$

$$M = 3.61$$

- **Caudal máximo teórico (Q_{max})**, Aplicando la Ecuación 5

$$Q_{max.t} = (Q_{mt} * M)$$

$$Q_{max.t} = (1.56L/s * 3.61)$$

$$Q_{max.t} = 5.63L/s$$

- **Caudal de infiltración (Q_{INF})**

Las tuberías utilizadas en el sistema de alcantarillado son de Policloruro de Vinilo evitando que haya infiltración al sistema. $Q_{INF} = 0$

- **Caudal máximo de diseño (Q_M)**, Aplicando la Ecuación 6

$$Q_M = (Q_{max.t} + Q_{INF})$$

$$Q_M = (5.63L/s + 0 L/s)$$

$$Q_M = 5.63L/s$$

- **Caudal medio de diseño (Q)**, Aplicando la Ecuación 7

$$Q = Q_{mt} + Q_{INF}$$

$$Q = 1.56L/s + 0L/s$$

$$Q = 1.56 L/S$$

3.3.4 Dimensionamiento del Canal

- **Cálculo del radio hidráulico del canal (R_h)**, Aplicando la Ecuación 8

$$R_h = \frac{b * h}{b + 2h}$$

$$R_h = \frac{0.50 * 0.40}{0.50 + 2(0.40)}$$

$$R_h = 0.153 \text{ m}$$

Según SOTELO G, 2002 para gastos volumetricos maximos de diseño inferiores a los 10 L/s se consideran las dimensiones de :

Ancho de canal (b) =0.50 m

Altura de canal (h)= 0.40 m

Ver tabla: 23-3

- **Velocidad media del agua en el canal (v)**, Aplicando la Ecuación 9

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

$$v = \frac{1}{0.013} (0.153)^{2/3} (0.0002)^{1/2}$$

$$v = 0.311 \text{ m/s}$$

$n = 0.013$ Valor del coeficiente de rugosidad de Manning para canales rectangulares de hormigón simple según Crites & Tchobanoglous, 2000 .

Ver tabla tabla 24-3

$S = 0.02\%$ Valor de la pendiente de canales con gastos volumetricos maximo de diseño inferiores a 10 L/s según SOTELO G, 2002 Ver tabla tabla 23-3

- **Área de la sección transversal mojada del canal (A)**, Aplicando la Ecuación 10

$$A = \frac{Q_M}{v}$$

$$A = \frac{0.00563 \text{ m}^3/\text{s}}{0.311 \text{ m/s}}$$

$$A = 0.018 \text{ m}^2$$

- **Altura efectiva (hef)**, Aplicando la Ecuación 11

$$h_{ef} = \sqrt{\frac{A}{2}}$$

$$h_{ef} = \sqrt{\frac{0.018m^2}{2}}$$

$$h_{ef} = 0.095 \text{ m}$$

➤ **Altura del canal (H)** , Aplicando la Ecuación 12

$$H = h_{ef} + h_s$$

$$H = 0.10m + 0.30 \text{ m}$$

$$H = 0.40m$$

$h_s = 0.30m$ Factor de seguridad según el manual de Irrigacion y Drenaje, Rojas Rubio para caudales de diseño menores a $0.50 \text{ m}^3/\text{s}$.Ver la tabla 23-3

3.3.5 Dimensionamiento de Rejillas

El diseño de las rejillas serán de limpieza manual según (Valdez & Vazquez, 2003) por tener un caudal de diseño máximo, inferior a $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 44-3 Datos para el cálculo de rejillas de limpieza manual

PARÁMETRO	SÍMBOLO	UNIDAD	VALOR
Espesor de la barra	E	mm	10*
Separación de barras	S_p	mm	30**
Ángulo	Θ	°	45**
Coficiente de pérdida de rejillas	β	-	1,79
Altura total del canal	H	m	0,40
Velocidad del agua	V	m/s	0,31

Fuente: * Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico 2000 (RAS 2000), **Normas para Estudio y Diseño de sistemas de agua potable y Disposición de Aguas Residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes

Elaborado por. COPETE, Fernando, 2018

➤ **Número de barras (Nb)** , Aplicando la Ecuación 13

$$Nb = \frac{b - S_p}{e - S_p}$$

$$Nb = \frac{0.5m - 0.03}{0.01 - 0.03}$$

$$Nb = 12 \text{ barras}$$

Según (RAMALHO, 1983) para rejillas de limpieza manual se recomienda:

$$e = 0.01m$$

$$S_p = 0.03m$$

Ver tabla 27-3

➤ **Largo de la barra** (l), Aplicando la Ecuación 15

$$l = \frac{H}{\sin \theta}$$

$$l = \frac{0.40m}{\sin 45}$$

$$l = 0.62 \text{ m}$$

$\theta = 45^\circ$ Según RAMALHO, 1983 se utiliza ese ángulo de inclinación para facilitar la limpieza por medio de rastrillos de las rejillas manuales.

➤ **Área libre del canal de rejillas**, (A_L), Aplicando la Ecuación 16

$$A_L = \frac{Q_M}{v}$$

$$A_L = \frac{0.0056}{0.31}$$

$$A_L = 0.018 \text{ m}^2$$

➤ **Perdida de carga en las rejillas** (hf), Aplicando la Ecuación 17

$$hf = \beta \left(\frac{S}{e} \right)^4 \left(\frac{v^2}{2g} \right) \sin \theta$$

$$hf = 1.79 \left(\frac{0.03m}{0.01m} \right)^4 \left(\frac{(0.31m/s)^2}{2(9.8m/s^2)} \right) \sin 45$$

$$hf = 0.027 \text{ m}$$

$\beta = 1.79$ Según (Valdez & Vazquez, 2003) este es el valor del coeficiente de pérdida para rejillas de limpieza manual por ser de forma redonda.

Ver figura 27-3

- **Área de sección transversal del flujo (A_f)**, Aplicando la Ecuación 18

$$A_f = \frac{A_L(S_p + e)}{S_p}$$
$$A_f = \frac{0.018 \text{ m}^2(0.03\text{m} + 0.01\text{m})}{0.03\text{m}}$$
$$A_f = 0.024\text{m}^2$$

3.3.6 Dimensionamiento del Ecuador

- **Volumen del tanque Ecuador (V_{ec})**, Aplicando la Ecuación 19

$$V_{ec} = Q * T$$
$$V_{ec} = 5.616 \text{ m}^3/\text{h} * 2 \text{ h}$$
$$V_{ec} = 11.23 \text{ m}^3$$

$T = 2$ horas Según (METCALF & EDDY, 1995) este es un tiempo de residencia recomendable para tanques pequeños y con caudales homogéneos tiempo suficiente para que se homogenice el agua residual y su potencial de hidrogeno. Ver tabla 28-3

- **Área del tanque (A_T)**, Aplicando la Ecuación 21

$$A_T = \frac{V_{ec}}{h}$$
$$A_T = \frac{11.23 \text{ m}^3}{4.5\text{m}}$$
$$A_T = 2.49 \text{ m}^2$$

$h = 4.5\text{m}$: Según Romero Rojas 2002 esta es la altura recomendable para el diseño de tanques con gastos volumétricos inferiores a los $50 \text{ m}^3/\text{h}$ Ver tabla 28-3

- **Ancho del Tanque(a)**, Aplicando la Ecuación 23

$$a = \frac{A_T}{L}$$

$$a = \frac{2.49 \text{ m}^2}{1.5\text{m}}$$

$$a = 1.66\text{m}$$

$L = 1.5\text{m}$: Según Romero Rojas 2002 es el nivel mínimo de operación recomendable para el diseño de tanques con gastos volumétricos inferiores a los 50 m^3 . Ver tabla 28-3

3.3.7 Coagulante almidón de yuca

- **Dosificación de coagulante Almidón de yuca (x)**, Aplicando la Ecuación 24

$$V_1 \rightarrow P_1$$

$$V_2 \rightarrow (x)P_2$$

$$1000\text{ml} \rightarrow 20\text{g}$$

$$55\text{ml} \rightarrow x$$

$$x = \frac{55\text{ml} * 20\text{g}}{1000\text{ml}}$$

$$x = 1.1 \text{ g/L}$$

$$x = 0,0011 \text{ kg/L}$$

- **Cantidad de Almidón de yuca necesaria ($C_{alm,y}$)**, Aplicando la Ecuación 25

$$C_{alm,y} = Q * \text{Dosis Alm. yuca}$$

$$C_{alm,y} = 259200 \frac{\text{L}}{\text{día}} * 0,0011 \frac{\text{kg}}{\text{L}}$$

$$C_{alm,y} = 285.12 \text{ kg/día}$$

- **Costo del Almidón de yuca por día, ($P_{alm,y}$)** Aplicando la Ecuación 26

$$P_{atm,y} = C_{alm,y} * Costo_{alm,y}$$

$$P_{atm,y} = 285.12 \frac{kg}{día} * 0.65 \frac{\$}{kg}$$

$$P_{atm,y} = 185.32 \$/día$$

3.3.8 Dimensionamiento del Reactor biológico

Tabla 45-3 Datos para el cálculo del reactor biológico

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Tiempo retención celular	θ_c	5	día
Coefficiente de producción celular	Y	0.6*	mgMLVSS/mgDBO ₅
Constante de degradación endógena	kd	0,06*	d ⁻¹
Concentración de lodo activado en el reactor biológico (SSVLM)	X	2500**	mg/L
Concentración de lodos activados en el sedimentador	SST_{sed}	8000	mg/L

Fuente (BETETA, 2007),* (RAMALHO, 1983), ** (METCALF & EDDY, 1995)

➤ **Volumen del reactor biológico** (V_{Tanq}), Aplicando la Ecuación 27

$$V_{Tanq} = \frac{\theta_c * Q * Y * (C_{sDBO5\ inicial} - C_{sDBO5\ final})}{X * (1 + K_d * \theta_c)}$$

$$V_{Tanq} = \frac{5 * 134.78 * 0.6 * (280 - 91)}{2500 * (1 + 0.06 * 5)}$$

$$V_{Tanq} = 23.51 \text{ m}^3$$

$\theta_c = 5$ días: Según (METCALF & EDDY, 1995) debido a que en este tiempo se produce la oxidación completa de la materia orgánica por la mezcla completa de los microorganismos nuevos con los viejos. Ver tabla 32-3

$Y = 0.6$ mg SSVLM/mgDBO₅: Según (METCALF & EDDY, 1995) este es el valor del coeficiente de producción para reactores biológicos de mezcla completa debido a que la variación de microorganismo es correspondiente a la variación de sustrato. Ver tabla 31-

3

$X = 2500\text{mg/L SSVLM}$: Según (METCALF & EDDY, 1995) este es el valor de los sólidos suspendidos en el licor de mezcla para los reactores de mezcla completa debido que esta concentración asegura el proceso de biodegradación. Ver tabla 32-3

$K_d = 0.006\text{ d}^{-1}$: Según (METCALF & EDDY, 1995) este es el valor de la constante de decaimiento o muerte de los microorganismos debido a que es un reactor de mezcla completa y se supone que no existe limitaciones en la actividad de los lodos activados. Ver tabla 31-3

➤ **Tiempo de retención hidráulico (TRH)**, Aplicando la Ecuación 28

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

$$TRH = \frac{23.51\text{m}^3}{5.61\text{m}^3/\text{h}}$$

$$TRH = 4.19\text{h}$$

$$TRH = 0.17\text{dia}$$

➤ **Relación (Alimentos/microorganismo) ($\frac{F}{M}$)**, Aplicando la Ecuación 29

$$\frac{F}{M} = \frac{DBO_5}{TRH * X}$$

$$\frac{F}{M} = \frac{280}{0.17 * 2500}$$

$$\frac{F}{M} = 0.64\text{dia}^{-1}$$

➤ **Producción observada de fangos (Y_{abs})**, Aplicando la Ecuación 30

$$Y_{abs} = \frac{Y}{1 + K_d * \theta_c}$$

$$Y_{abs} = \frac{0.6}{1 + 0.06 * 5}$$

$$Y_{abs} = 0.46 \text{ mgMLVSS/mgDBO}_5$$

- **Masa de fangos o producción de lodos P_x** , Aplicando la Ecuación 31

$$P_x = Y_{abs} * Q * (csDBO_5 \text{ inicial} - csDBO_5 \text{ final}) * (10^3 \text{ g/kg})^{-1}$$

$$P_x = 0.46 * 134.78 * (280 - 91) * (10^3 \text{ g/kg})^{-1}$$

$$P_x = 17.29 \text{ kg/dia}$$

- **Oxígeno necesario (O_2 necesario)**, Aplicando la Ecuación 32

$$O_2 \text{ necesari} = \frac{Q * (csDBO_5 \text{ inicial} - csDBO_5 \text{ final})(10^3 \text{ g/kg})^{-1}}{f} - 1,42(P_x)$$

$$O_2 \text{ necesari} = \frac{134.78 * (280 - 91)(10^3 \text{ g/kg})^{-1}}{0.6} - 1,42(17.29)$$

$$O_2 \text{ necesario} = 17.90 \text{ kgO}_2/\text{dia}$$

$f = 0.6$: Factor de conversión de DBO_5 a DBO_L Según (METCALF & EDDY, 1995) para determinar la concentración neta de DBO

- **Cantidad de Aire teórico (A_T)**, Aplicando la Ecuación 33

$$A_T = (O_2 \text{ necesario} * \frac{\text{Kg aire}}{\text{Kg o}_2} * \rho_{\text{aire}})$$

$$A_T = (17.90 \text{ kgO}_2/\text{dia} * \frac{100 \text{ Kg aire}}{20.94 \text{ Kg o}_2} * \frac{1 \text{ m}^3}{1.225 \text{ kg aire}})$$

$$A_T = 69.79 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

$\rho_{aire} = 1.225 \text{kg/m}^3$ Según la Real Academia de Ingeniera es la relación de la masa del aire y el volumen del mismo.

$\frac{\text{Kg aire}}{\text{Kg } O_2} = 100$ kg de aire hay 20.94 kg de O_2 Según la Real Academia de Ingeniera es la cantidad de oxigene presente en el aire.

- **Cantidad de aire Real (A_R)**, Aplicando la Ecuación 34

$$A_R = \frac{A_T}{8\%}$$

$$A_R = \frac{69.79 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{0.08}$$

$$A_R = 872.37 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

8%: Según (METCALF & EDDY, 1995) se considera el 8 por 100 debido a que se supone que este será el porcentaje de eficiencia en la trasferencia de oxígeno.

- **Aire necesario por unidad de volumen (A_V)**, Aplicando la Ecuación 35

$$A_V = \frac{A_R}{Q}$$

$$A_V = \frac{872.37 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \text{ aire}}{134.78 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \text{ agua}}$$

$$A_V = 6.47 \text{m}^3 \text{aire/m}^3 \text{agua}$$

- **Aire necesario por Kg de DBO_5 eliminada (A_D)**, Aplicando la Ecuación 36

$$A_D = \frac{A_R}{(DBO_5 \text{ inicial} - DBO_5 \text{ final}) * Q * (1/1000)}$$

$$A_D = \frac{872.37 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \text{ aire}}{(280 \text{mg/L} - 91 \text{mg/L}) * 134.78 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * (1/1000)}$$

$$A_D = 34.24 \text{ m}^3 \text{ aire/kg DBO}_5$$

➤ **Trasferencia de oxígeno a través del difusor (N)**, Aplicando la Ecuación 37

$$N = N_o * \left(\frac{\beta * C'_{sw} - C_l}{C_{st}} \right) * (1.024^{T-20} * \alpha)$$

$$N = 1.2 * \left(\frac{1 * 9.86 - 2}{9.08} \right) * (1.024^{19-20} * 0.82)$$

$$N = 0.87 \text{ Kg O}_2/\text{KW} * \text{ h}$$

$$N = 20.93 \text{ Kg O}_2/\text{KW} * \text{ dia}$$

$N_o = 1.2 \text{ (Kg O}_2/\text{KW} * \text{ h)}$ Según SOLUQUA-ECUADOR este valor es el de la tasa de transferencia total de oxígeno de un difusor de disco.

$\alpha = 0.82$ Según (METCALF & EDDY, 1995) este valor se emplea debido a que es el factor de conversión de los valores de transferencia de oxígeno de agua limpia a agua residual.

$\beta = 1$ Según (METCALF & EDDY, 1995) este es el valor de corrección para la tensión superficial y salinidad de aguas residuales domésticas

$C_l = 2 \text{ mg/L}$ Según (METCALF & EDDY, 1995) esta es la concentración de oxígeno disuelto a mantener en el reactor debido que esta garantiza la actividad microbiana.

$C'_{sw} = 9.86 \text{ mg/L}$ Según (METCALF & EDDY, 1995) en el apéndice E este el valor de la concentración de oxígeno disuelto en la red de suministro debido a tener baja salinidad.

$C_{st} = 9.08 \text{ mg/L}$ Según (METCALF & EDDY, 1995) valor de la concentración de saturación de oxígeno en la red de suministro a 20°C

$T = 19^\circ\text{C}$ Temperatura promedio de la parroquia Malimpia.

➤ **Potencia del difusor (P)**, Aplicando la Ecuación 38

$$P = \frac{O_2 \text{ necesario}}{N}$$

$$P = \frac{17.90 \text{ kg O}_2/\text{dia}}{20.93 \text{ Kg O}_2/\text{KW} * \text{ dia}}$$

$$P = 0.9 \text{ KW}$$

- **Índice volumétrico de lodos (IVL)**, Aplicando la Ecuación 39

$$IVL = \frac{SC_l}{SST}$$

$$IVL = \frac{0.9}{8}$$

$$IVL = 0.11$$

SST = Valor de los sólidos sedimentables totales en la caracterización del agua residual. Ver tabla 3.1

$SC_l = 0.9$ Valor obtenido por la prueba cono Imhoff en laboratorio.

- **Relación de recirculación (R)**, Aplicando la Ecuación 40

$$R = \frac{X}{SST_{sed} - X}$$

$$R = \frac{2500}{8000 - 2500}$$

$$R = 0.45$$

$SST_{sed} = 8000 \text{ mg/L}$: Según (METCALF & EDDY, 1995) este es el valor de la concentración de sólidos sedimentables en el sedimentador debido a que esta garantiza la edad de los lodos para la eficiencia en la recirculación.

Ver tabla 45-3

- **Caudal de recirculación (Q_R)**, Aplicando la Ecuación 41

$$Q_R = R * Q$$

$$Q_R = 0.45 * 5.61 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$Q_R = 2.52 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

3.3.9 Dimensionamiento del Sedimentador secundario

- **Área del sedimentador secundario (A)** ,Aplicando la Ecuación 42

$$A = \frac{Q}{C_S}$$

$$A = \frac{134.78m^3/d}{30m^3/m^2d}$$

$$A = 4.49m^2$$

$C_S = 30m^3/m^2d$: Según (ARBOLEDA, 1972) se toma este valor para la carga superficial debido que este garantiza que la velocidad de sedimentación de las partículas será mayor que la velocidad de flujo de agua, para instalaciones con operaciones razonables y proyectadas. Ver Tabla 33-3

- **Diámetro del sedimentador secundario (θ)** ,Aplicando la Ecuación 43

$$\theta = \sqrt{4 \frac{A}{\pi}}$$

$$\theta = \sqrt{4 \frac{4.49m^2}{\pi}}$$

$$\theta = 2.39 m$$

- **Diámetro de reparto central (θ_{int})** ,Aplicando la Ecuación 44

$$\theta_{int} = \theta * 0.25$$

$$\theta_{int} = 2.39m * 0.25$$

$$\theta_{int} = 0.60m$$

0.25: Según (METCALF & EDDY, 1995) este es el diámetro aconsejable para decantadores secundarios debido que garantiza el barrido de los lodos.

- **Altura de reparto (h_r)** ,Aplicando la Ecuación 45

$$h_r = \frac{1}{4} * H$$

$$h_r = \frac{1}{4} * 3 \text{ m}$$

$$h_r = 0.75 \text{ m}$$

$H = 3 \text{ m}$: Según (METCALF & EDDY, 1995) esta es la profundidad para los sedimentadores debido a que se trata de un proceso de fangos activados con oxígeno y se necesita una decantación continua de los floculós biológicos. Ver tabla 33-3

➤ **Carga del vertedero** (C_{vert}), Aplicando la Ecuación 46

$$C_{vert} = \frac{Q}{\pi * \theta}$$

$$C_{vert} = \frac{134.78 \text{ m}^3 / \text{d}}{\pi * 2.39 \text{ m}}$$

$$C_{vert} = 17.94 \text{ m}^2 / \text{d}$$

➤ **Volumen del sedimentador** (V_s), Aplicando la Ecuación 47

$$V_s = H * A$$

$$V_s = 3 \text{ m} * 4.49 \text{ m}^2$$

$$V_s = 13.47 \text{ m}^3$$

➤ **Tiempo de retención hidráulica** (TRH), Aplicando la Ecuación 48

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

$$TRH = \frac{13.47 \text{ m}^3}{134.78 \text{ m}^3 / \text{d}}$$

$$TRH = 0.099 \text{ dia}$$

$$TRH = 2.37 \text{ horas}$$

- **Altura de la pendiente del sedimentador (H_C)**, Aplicando la Ecuación 50

$$H_C = \frac{\theta}{12}$$

$$H_C = \frac{\frac{2.39 \text{ m}}{2}}{12}$$

$$H_C = 0.09 \text{ m}$$

- **Altura total del sedimentador (H_T)**, Aplicando la Ecuación 51

$$H_T = H + H_C$$

$$H_T = 3 \text{ m} + 0.09 \text{ m}$$

$$H_T = 3.09 \text{ m}$$

3.3.10 Dimensionamiento de Filtros

- **Caudal de diseño para cada filtro (Q_{df})**, Aplicando la Ecuación 52

$$Q_{df} = \frac{Q}{nf}$$

$$Q_{df} = \frac{0.00156 \text{ m}^3/\text{s}}{3}$$

$$Q_{df} = 0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$nf = 3$: Según Cargua, 2014 este es el número de filtros aconsejables para este sistema debido a que la población para la cual está diseñado la planta de tratamiento se encuentra en el rango de (2000-10000) habitantes. Ver tabla 37-3

- **Área del filtro (A_f)**, Aplicando la Ecuación 53

$$A_f = \frac{Q_{df}}{\text{tasa de filtración}}$$

$$A_f = \frac{0.0005 \text{ m}^3/\text{s}}{0.00016 \text{ m/s}}$$

$$A_f = 3.25m^2$$

tasa de filtración = 0.00016m/s: Debido a que el número de filtros es 3 se toma este valor de la tasa de infiltración según Vigneswaran, et al., 1995. Ver tabla 35-3

- **Coeficiente mínimo de costo (K)** ,Aplicando la Ecuación 54

$$K = \frac{2 * nf}{nf + 1}$$

$$K = \frac{2 * 3}{3 + 1}$$

$$K = 1.5$$

- **Longitud del filtro (l)** ,Aplicando la Ecuación 55

$$l = (A_f * K)^{1/2}$$

$$l = (3.25m^2 * 1.5)^{1/2}$$

$$l = 2.2 m$$

- **Ancho del filtro (b)** ,Aplicando la Ecuación 56

$$b = \left(\frac{A_f}{K}\right)^{1/2}$$

$$b = \left(\frac{3.25m^2}{1.5}\right)^{1/2}$$

$$b = 2.16 m$$

- **Altura del lecho filtrante (H_{LF})** ,Aplicando la Ecuación 57

$$H_{LF} = e_c + e_a + e_g$$

$$H_{LF} = 0.45m + 0.30m + 0.15m$$

$$H_{LF} = 0.9 m$$

Según Romero, 2008. Se toma en consideración el gasto volumétrico bajo de la planta por lo cual recomienda los siguientes valores de espesor para los componentes del lecho de filtrado: $e_c = 0.45m$ $e_a = 0.30m$ y $e_g = 0.15m$. Ver tabla 35-3

- **Altura del filtro (Z_f)**, Aplicando la Ecuación 58

$$Z_f = f_s(C_a + H_{LF} + C_s + F_c)$$

$$Z_f = 1(1.5m + 0.9m + 0.3m + 0.60m)$$

$$Z_f = 3.3m$$

Los valores de factor de seguridad (f_s), capa de agua (C_a), altura de la capa de soporte (C_s) y altura de drenaje (F_c) fueron considerados para este diseño debido a que según Vigneswaran, et al., 1995 son los más comunes para gastos volumétricos inferiores a los 0,10 m³/s. Ver tabla 35-3

- **Volumen del filtro (V_f)**, Aplicando la Ecuación 59

$$V_f = b * H_{LF} * Z_f$$

$$V_f = 2.16 m * 0.9 m * 3.3m$$

$$V_f = 6.40 m^3$$

3.3.1 Dimensionamiento del sistema de drenaje

- **Área de los orificios laterales (A_o)**, Aplicando la Ecuación 60

$$A_o = \frac{\pi D_o^2}{4}$$

$$A_o = \frac{\pi 0.004_o^2}{4}$$

$$A_o = 1,25 * 10^{-5}m^2$$

(D_o) = 0.004: Se toma este valor del diámetro de acuerdo a Romero, 2008 debido a que la batería está formada por un numero de tres filtros.

Ver tabla 35-3

- **Caudal que ingresa a cada orificio (Q_o)**, Aplicando la Ecuación 61

$$Q_o = A_o * v_o$$

$$Q_o = 1,25 * 10^{-5} m^2 * 0.3 m/s$$

$$Q_o = 0,0000037 m^3/s$$

$v_o = 0.3 m/s$: Se toma este valor para la velocidad de orificio de acuerdo a Romero, 2008 debido a que la batería está formada por un numero de tres filtros.

Ver tabla 33-3

➤ **Número de laterales (N_L)** ,Aplicando la Ecuación 62

$$N_L = n_L \frac{L_f}{e_L}$$

$$N_L = 2 \frac{2.20 m}{2m}$$

$$N_L = 3 \text{ laterales}$$

$n_L = 2$: Número de orificios mínimos para un sistema de filtros descendentes y $e_L = 2m$ es la separación entre ellos para poder llevar a cabo el proceso de drenaje en sistemas con gastos volumétricos inferiores a $0,10 m^3/s$ de acuerdo a lo recomendado por Vigneswaran, et al., 1995. Ver tabla 35-3

➤ **Diámetro de la tubería de entrada al filtro (D_T)** ,Aplicando la Ecuación 63

$$D_T = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v_e}}$$

$$D_T = \sqrt{\frac{4 * 0.00156 m^3/s}{\pi * 1 m/s}}$$

$$D_T = 0.044 m$$

$v_e = 1 m/s$: Valor de la velocidad del fluido de entrada recomendado por Romero, 2008 debido a que favorece la separación del floc biológico que pueda escapar del sedimentador secundario. Ver tabla 35-3

➤ **Diámetro de la tubería de salida del filtro (D_{TS})** ,Aplicando la Ecuación 64

$$D_{TS} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v_s}}$$

$$D_{TS} = \sqrt{\frac{4 * 0.00156 m^3/s}{\pi * 0.5 m/s}}$$

$$D_{TS} = 0.063 m$$

$v_s = 0.5 m/s$: Velocidad del efluente después del proceso de filtración recomendada por Romero, 2008 para diseños de planta con gastos volumétricos inferiores a los $0,10 m^3/s$. Ver tabla 35-3

3.3.11 Porcentaje de remoción

Porcentaje de remoción, Aplicando la Ecuación 65 , Ver tabla 38-3

$$\%remocion = \frac{Conc A. trata * 100}{Conc A. cruda}$$

$$\%removido = 100\% - \%remocion$$

➤ Porcentaje de remoción DBO_5

$$\%remocion = \frac{DBO_5 A. tratada * 100}{DBO_5 A. cruda}$$

$$\%remocion = \frac{91 * 100}{280}$$

$$\%remocion = 32.5\%$$

$$\%removido = 100\% - \%remocion$$

$$\%removido = 100\% - 32.5\%$$

$$\%removido = 67\%$$

➤ Porcentaje de remoción de DQO

$$\%remocion = \frac{DQO A. tratada * 100}{DQO A. cruda}$$

$$\%remocion = \frac{123 * 100}{540}$$

$$\%remocion = 22.77\%$$

$$\%removido = 100\% - \%remocion$$

$$\%removido = 100\% - 22.77\%$$

$$\%removido = 77.22\%$$

➤ *Porcentaje de remoción de N.Total kjedahl*

$$\%remocion = \frac{N. T. KJEDAHL A. tratada * 100}{N. T. KJEDAHL. cruda}$$

$$\%remocion = \frac{28 * 100}{68}$$

$$\%remocion = 41.17\%$$

$$\%removido = 100\% - \%remocion$$

$$\%removido = 100\% - 41.17\%$$

$$\%removido = 59\%$$

➤ *Porcentaje de remoción de Coliformes fecales*

$$\%remocion = \frac{Coliformes F. A. tratada * 100}{Coliformes F. cruda}$$

$$\%remocion = \frac{1200 * 100}{375000}$$

$$\%remocion = 0.32\%$$

$$\%removido = 100\% - \%remocion$$

$$\%removido = 100\% - 0.32\%$$

$$\%removido = 99.61\%$$

➤ *Porcentaje de remoción de Coliformes Totales*

$$\%remocion = \frac{Coliformes T. A. tratada * 100}{Coliformes T. cruda}$$

$$\%remocion = \frac{800 * 100}{580000}$$

$$\%remocion = 0.13\%$$

$$\%removido = 100\% - \%remocion$$

$$\%removido = 100\% - 0.13\%$$

$$\%removido = 99.87\%$$

3.3.12 Dimensionamiento del lecho de secado

- Carga en función a la contribución percápita de sólidos en suspensión (C)

Aplicando la Ecuación 66

$$103 \frac{mg}{L} * \frac{1}{1268hab} * \frac{134.78m^3}{1dia} * \frac{1000 L}{1m^3} * \frac{1g}{1000mg} = 10.94 \frac{gss}{hab.dia}$$

$$C = \frac{P_f * \text{contribución percápita}}{1000}$$

$$C = \frac{1797 * 10.94 \frac{gss}{hab.dia}}{1000}$$

$$C = 19.67 kgss/dia$$

- Masa de solidos que conforman los lodos (Kg_{ss}/dia),Aplicando la Ecuación 67

$$M_{sd} = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C)$$

$$M_{sd} = (0.5 * 0.7 * 0.5 * 12.49) + (0.5 * 0.3 * 12.49)$$

$$M_{sd} = 6.39 kgss/dia$$

- Volumen diario de lodos digeridos (V_{DL}) , Aplicando la Ecuación 68

$$V_{DL} = \frac{M_{sd}}{\rho_{lodo} \left(\frac{\%solidos}{100} \right)}$$

$$V_{DL} = \frac{6.39kgss/dia}{1.02kg/L \left(\frac{12}{100} \right)}$$

$$V_{DL} = 52.20L/dia$$

$\rho_{lodo} = 1.02kg/L$: Según (ROJAS, 2005) esta es la densidad de los lodos y se considera que del total de los lodos el 12% de la masa son sólidos. Ver tabla 39-3

- Volumen de lodo a extraer del tanque (V_{EL}), *Aplicando la Ecuación 69*

$$V_{EL} = \frac{V_{DL} * t_{DE}}{1000}$$

$$V_{EL} = \frac{52.20 \text{ L/dia} * 30 \text{ dias}}{1000}$$

$$V_{EL} = 1.56 \text{ m}^3$$

$t_{DE} = 30$ días : Según (ROJAS, 2005) este es el tiempo de digestión de los lodos para permitir su deshidratación debido a las temperaturas superiores a los 25°C de la zona donde se va a implementar el proyecto. Ver tabla 40.3

- Área de lecho de secado (A_{LS}), *Aplicando la Ecuación 70*

$$A_{LS} = \frac{V_{EL}}{H_d}$$

$$A_{LS} = \frac{1.56 \text{ m}^3}{0.4 \text{ m}}$$

$$A_{LS} = 3.91 \text{ m}^2$$

$H_d = 0.4 \text{ m}$ Según (ROJAS, 2005) altura recomendada debido a la poca producción de lodos por la baja concentración per cápita. Ver tabla 39-3

3.3.13 Cumplimiento de la norma

La tabla demuestra que los parámetros fuera de los límites permisibles por la norma TULSMA, Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce., fueron llevados a valores que permitan su descarga al cuerpo hídrico receptor en cumplimiento de la norma.

Tabla 46-3 Cumplimiento de la normativa vigente

Determinaciones	Agua Cruda	Agua Tratada	Norma *	Unidades
DBO_5	280	91	100	mg/L
DQO	540	123	200	mg/L
$N_{kjedahl}$	69	28	50	mg/L
<i>Coliformes fecales</i>	375000	352	2000	UFC/100mL
<i>Coliformes totales</i>	580000	842	2000	UFC/100mL

Fuente, Laboratorio de Calidad del Agua de la Facultad de Ciencias –ESPOCH * TULSMA, Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

3.4 Resultados

3.4.1 Resultado de la población

Tabla 47-3 Resultado de la población

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Población actual	Pa	1268	Hab
Población futura	Pf	1797	Hab

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

3.4.2 Resultado del caudal

Tabla 48-3 Resultado del caudal

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal medio	Q_{mt}	1.56	L/s
Caudal máximo teórico	$Q_{max.t}$	5.63	L/s
Caudal de infiltración	Q_{INF}	0	L/s
Caudal máximo de diseño	Q_M	5.63	L/s
Caudal medio de diseño	Q	1.56	L/s

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

➤ Resultado del aforo promedio diario

Tabla 49-3 Caudal Promedio día de Agua Residual

	1ra semana	2da semana	3ra semana	4ta semana	Promedio día (L/s)
Viernes	3.45	2.64	3.11	2.44	2.91
Sábado	4.52	3.61	3.51	3.69	3.83
Domingo	3.28	3.41	2.75	2.82	3.06
Promedio aforo diario					3,26

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

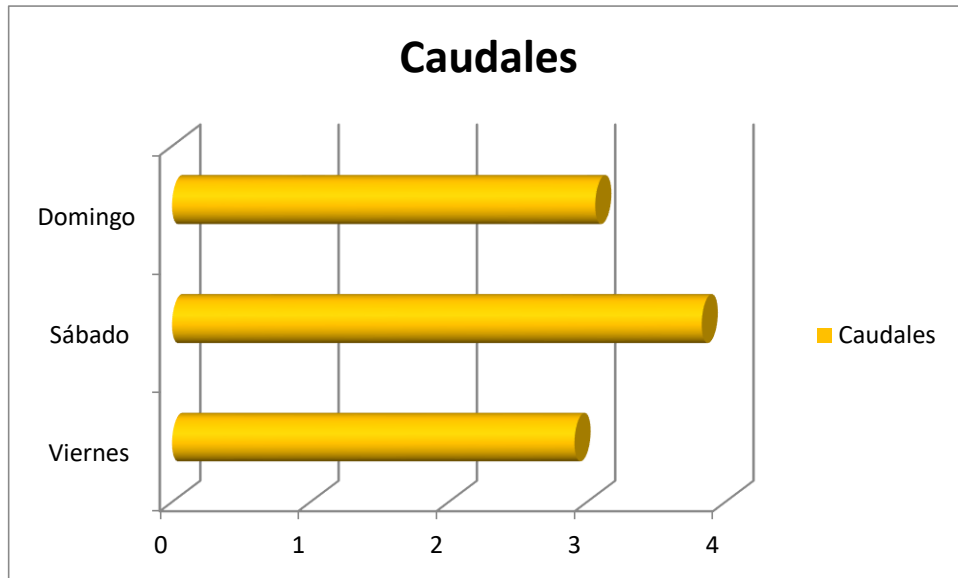


Gráfico 1-3 Caudal promedio por días

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

3.4.3 Resultado de la relación DBO_5/DQO

Tabla 50-3 Resultado de la relación DBO_5/DQO

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
relación DBO_5/DQO	DBO_5/DQO	0.5	-

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

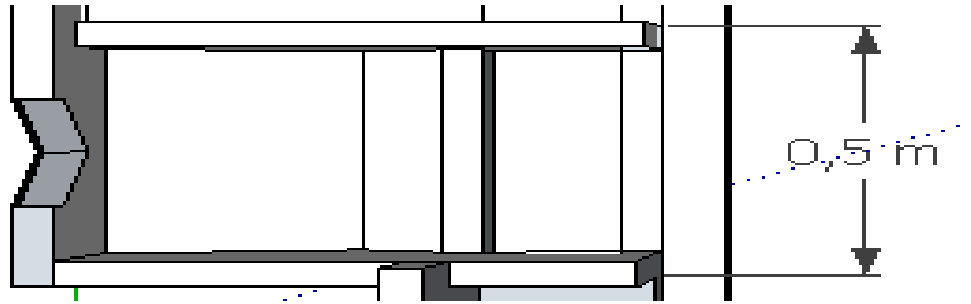
3.4.4 Resultados del dimensionamiento

➤ Resultado del canal

Tabla 51-3 Especificaciones del Canal

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Radio hidráulico	R_h	0.153	m
Velocidad media del agua	v	0.311	m/s
Área de la sección transversal mojada	A	0.018	m^2
Altura efectiva	h_{ef}	0.095	m
Altura del canal	H	0.40	m

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

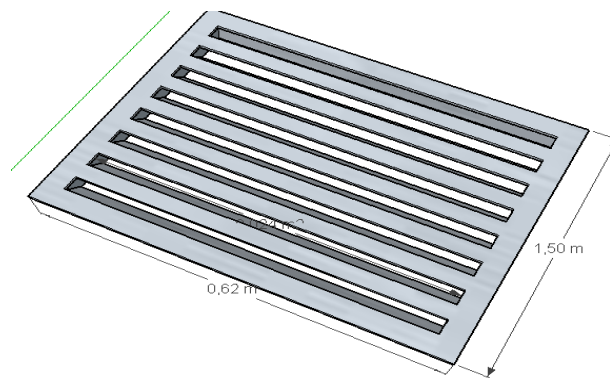


➤ *Resultado de las rejillas*

Tabla 52-3 Especificaciones de las rejillas

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Número de barras	Nb	12	<i>barras</i>
Largo de la barra	l	0.62	<i>m</i>
Área libre del canal de rejillas	A_L	0.018	m^2
Perdida de carga en las rejillas	h_f	0.027	<i>m</i>
Área de sección transversal del flujo	A_f	0.024	m^2

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

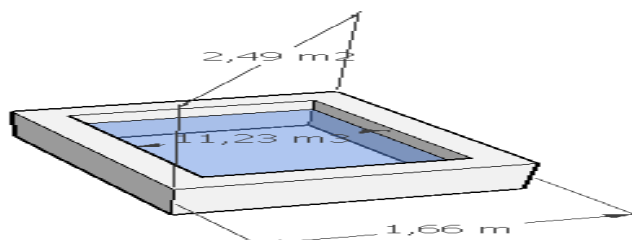


➤ *Resultados Ecuador*

Tabla 53-3 Especificaciones Ecuador

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Volumen del ecualizador	V_{ec}	11.23	m^3
Área del tanque	A_T	2.49	m^2
Ancho del Tanque	a	1.66	<i>m</i>

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018



➤ *Resultados Coagulante Almidón de Yuca*

Tabla 54-3 Resultados Almidón de yuca

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Dosificación	x	0,0011	kg/L
Cantidad necesaria	$C_{alm,y}$	285.12	$kg/día$
Costo	$P_{alm,y}$	185.32	$\$/día$

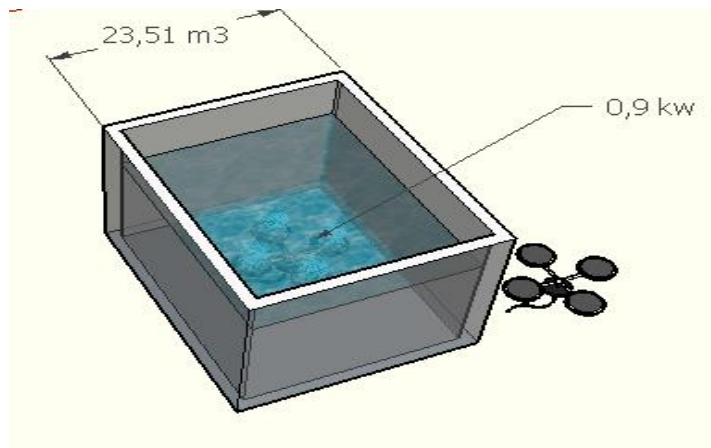
Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

➤ *Resultados Reactor biológico*

Tabla 55-3 Especificaciones del Reactor biológico

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Volumen del reactor biológico	V_{Tanq}	23.51	m^3
Tiempo de retención hidráulico	TRH	0.17	$día$
Relación (Alimentos/microorganismo)	$\frac{F}{M}$	0.64	$día^{-1}$
Producción observada de fangos	Y_{abs}	0.46	$mgMLVSS / mgDBO_5$
Masa de fangos	P_x	7.49	$kg/día$
Oxígeno necesario	$O_2necesario$	17.90	$kg/día$
Cantidad de Aire teórico	A_T	69.79	$m^3/día$
Cantidad de aire Real	A_R	872.37	$m^3/día$
Aire necesario por unidad de volumen	A_v	6.47	m^3aire/m^3agua
Aire necesario por Kg de DBO_5 eliminada	A_D	34.24	$m^3aire/kgDBO_5$
Trasferencia de oxígeno a través del difusor	N	20.93	$Kg O_2/KW * día$
Potencia del Difusor	P	0.9	kw
Índice volumétrico de lodos	IVL	0.11	ml/g
Relación de recirculación	R	0.45	-
Caudal de recirculación	Q_R	2.52	m^3/h

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

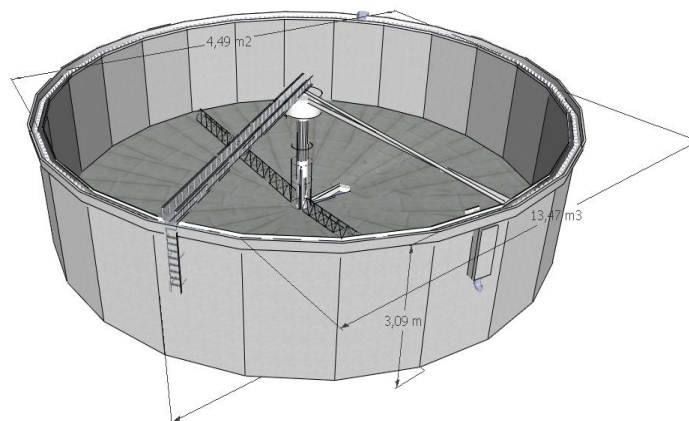


➤ *Resultados del Sedimentador Secundario*

Tabla 56-3 Especificaciones del Sedimentador Secundario

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Área del sedimentador	A	4.49	m^2
Diámetro del sedimentador secundario	θ	2.39	m
Diámetro de reparto central	θ_{int}	0.47	m
Altura de reparto	h_r	0.75	m
Carga del vertedero	C_{vert}	17.94	m^2/d
Volumen del sedimentador	V	13.47	m^3
Tiempo de retención hidráulica	TRH	0.09	dia
Altura de la pendiente del sedimentador	H_C	0.09	m
Altura total del sedimentador	H_T	3.09	m

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

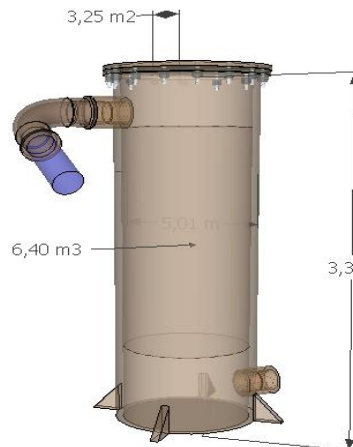


➤ Resultado de filtro

Tabla 57-3 Especificaciones del filtro

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal de diseño para cada filtro	Q_{df}	0.0005	m^3/s
Área del filtro	A_f	3.25	m^2
Coefficiente mínimo de costo	K	1.5	-
Longitud del filtro	l	2.2	m
Ancho del filtro	b	2.16	m
Altura del lecho filtrante	H_{LF}	0.9	m
Altura del filtro	Z_f	3.3	m
Volumen del filtro	V_f	6.40	m^3
Área de los orificios laterales	A_o	$1,25 * 10^{-5}$	m^2
Caudal que ingresa a cada orificio	Q_o	0,0000037	m^3/s
Número de laterales	N_L	3	<i>laterales</i>
Diámetro de la tubería de entrada al filtro	D_T	0.0441	m
Diámetro de la tubería de salida del filtro	D_{Ts}	0.063	m

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018



➤ Resultados de remoción

Tabla 58-3 Resultados de remoción

Parámetro	Porcentaje removido %
Porcentaje de remoción DBO_5	67.
Porcentaje de remoción de DQO	77.22
Porcentaje de remoción de N.Total kjedahl	59
Porcentaje de remoción de Coliformes fecales	99.61
Porcentaje de remoción de Coliformes Totales	99.87

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

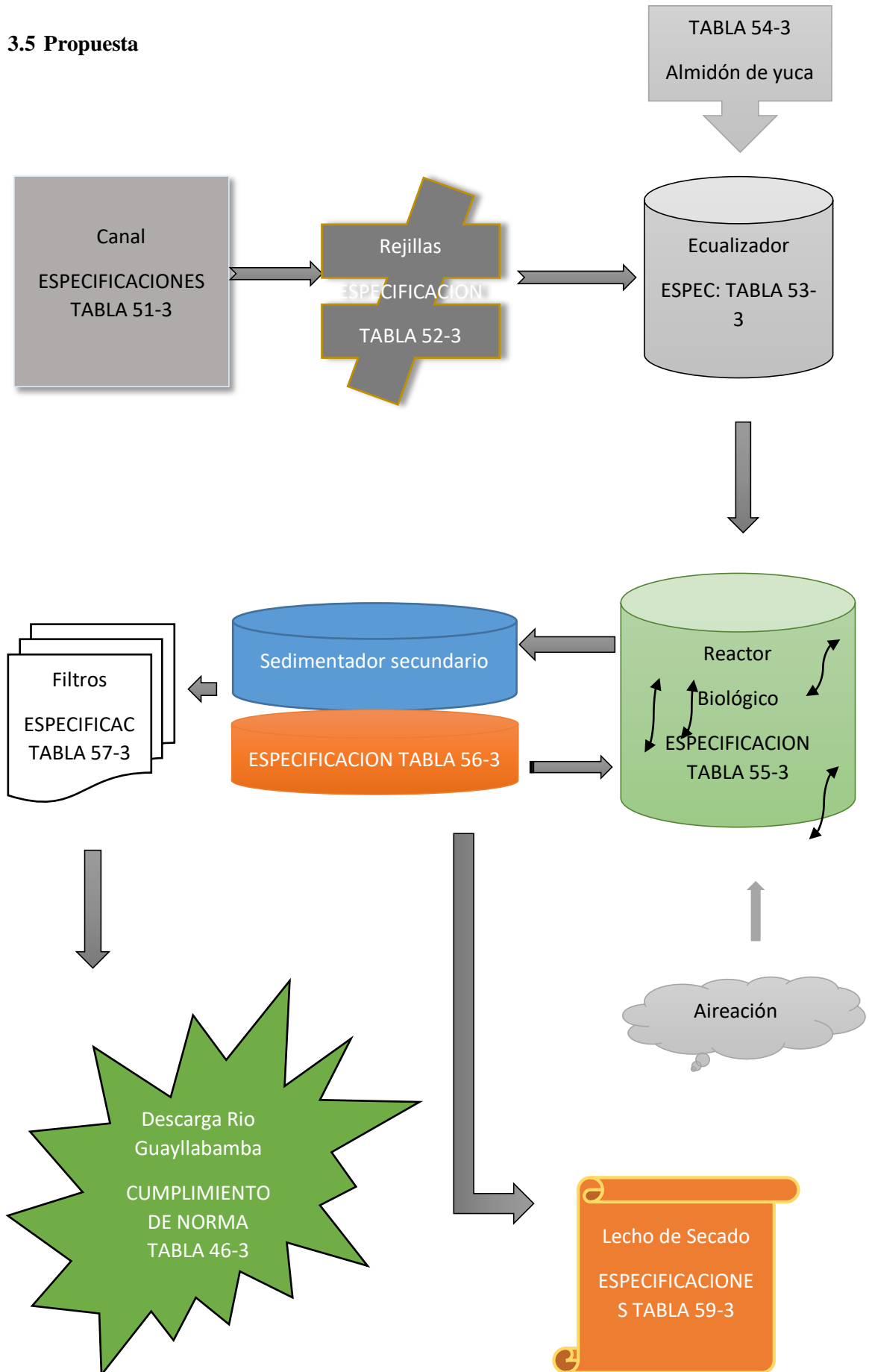
➤ Resultado de lecho de secado

Tabla 59-3 Especificaciones del lecho de secado

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión	C	19.67	kg_{ss}/dia
Masa de sólidos que conforman los lodos	M_{sd}	6.39	Kg_{ss}/dia
Volumen diario de lodos digeridos	V_{DL}	52.20	L/dia
Volumen de lodo a extraer del tanque	V_{EL}	1.56	m^3
Área de lecho de secado	A_{LS}	3.91	m^2

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

3.5 Propuesta



3.6 Presupuesto

Tabla 60-3 Componentes de los costos de implementación

Costos	Actividad	
Inversión	Estudios preliminares y Estudios de suelo	
	Diseño e ingeniería	
	Terreno	
	Construcción	
	Interventoría	
	Gastos administrativos ,legales y Financieros	
	Reposición	
Funcionamiento	Operaciones y Mantenimiento	Reposiciones
		Reparaciones
		Energía
		Insumos
		Equipos
		Monitoreo de los procesos y de la calidad del agua
		Mano de obra para operación y mantenimiento
	Administrativo	Disposición de lodos
		Mantenimiento de equipo
		Personal administrativo
		Gastos generales
		Tasas ambientales

Fuente: (Quintero, 2007)

Elaborado por, COPETE, Fernando, 2018

Tabla 61-3 Estimación de costo del proyecto

Descripción	Unidad	Cantidad	Costo por unidad (\$)	Total (\$)
OBRAS PRELIMIANRES				
Limpieza y Desbroce	m ²	1000	2.2	2200
Nivelación y replanteo	m ²	1000	1.80	1800
COSTO				4000
CANAL DE RECEPCIÓN				
Excavación	m ³	1.5	9.10	13.65
Hormigón Simple fc=210 kg/cm ² + Encofrado	m ³	1.2	280.50	336.6
Enlucido interior + impermeabilizante	m ²	2.5	8.50	21.25
Enlucido vertical exterior	m ²	2.5	10.25	25.62
Malla Electrosoldada 6mm de 15x15cm	m ²	2.5	3.70	9.25
Tubería PVC	m	2.7	5.20	14.04
COSTO				420.41
REJILLAS				

Suministro e instalación de rejilla según el diseño	U	1	87.40	87.40
COSTO				87.40
ECUALIZADOR				
Excavación	m ³	8	12	96
Nivelación de hoyo	-	1	70	70
Hormigón simple fc=140 Kg/cm ² en replantillos	m ²	2.49	162.85	405.49
Empedrado base piedra bola e=15cm	m ²	0.35	19.45	6.80
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²	Kg	983.25	2.45	2408.46
Hormigón simple fc=210 kg/cm ² + encofrado	m ³	10.50	280.50	2945
Malla Electrosoldada 6mm de 15x15cm	m ²	2.5	3.70	9.25
Enlucido interior +impermeabilizante	m ²	2.59	8.15	21.10
Bomba sumergible Inox	U	1	300	300
COSTO				5812.1
REACTOR BIOLÓGICO				
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²	Kg	1250	2.18	2725
Hormigón simple fc=210 kg/cm ²	m ³	24	280.50	6732
Malla Electrosoldada 6mm de 15x15cm	m ²	7.2	3.70	26.64
Empedrado base piedra bola e=15cm	m ²	3	15	45
Accesorio hg 2" entrada a difusor	Gl	1	211.23	211.23
Accesorio hg 2" by pass	Gl	1	143.35	143.33
Accesorios 2" salida al difusor	Gl	1	117.90	117.90
Válvula de compuerta y colante bronce 1/4	U	1	70.80	70.80
Difusor Eco Flex 250	U	8	113.20	905.6
COSTO				10977.5
SEDIMENTADOR SECUNDARIO				
Excavación	m ³	14	9.10	127.4
Hormigón simple fc=140 Kg/cm ² en replantillos	m ²	4.50	102.85	462.82
Empedrado base piedra bola e=15cm	m ²	1.50	19.45	29.17
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²	Kg	583	2.18	1270.94
Enlucido interior + impermeabilizante	m ²	4.50	8.50	38.25

Hormigón simple fc=210 kg/cm ²	m ³	14	280.50	3920
Malla Electrosoldada 6mm de 15x15cm	m ²	4.50	3.70	16.65
Enlucido vertical exterior	m ²	4.50	6.30	28.35
Masillado de la losa de fondo con impermeabilizante mortero 1/3	m ²	1.24	12.73	15.78
Accesorio hg 2'' entrada a filtro	Gl	1	58.83	58.83
COSTO				5948.19
FILTRO DÚAL				
Excavación	m ³	4	9.10	36.4
Hormigón simple fc=210 kg/cm ²	m ³	3.32	280.50	931.26
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²	Kg	58	2.18	126.44
Enlucido interior + impermeabilizante	m ²	1.87	8.50	15.89
Carbón Activado	m ³	0.3	450	135
Arena	m ³	0.3	15	4.5
Grava	m ³	0.3	29	8.7
Tuberías PVC	U	5	2.80	14
COSTO				1272.19
LECHO DE SECADO				
Excavación	m ³	4	9.10	36.4
Hormigón simple fc=210 kg/cm ²	m ³	2	280.50	561
Enlucido interior + impermeabilizante	m ²	3.91	8.50	33.23
COSTO				630.63
MANO DE OBRA				
Obra terminada	U	7	1800	12600
COSTO				12600
COSTO TOTAL DEL SISTEMA				41745.42
ALMIDON DE YUCA				
Dosificación kg/L	Costo unitario \$/Kg	Costo diario \$/día	Costo mensual \$/mes	Costo anual \$/año
0,0011	0.65	185.32	5559.5	66715.2

Fuente: Ingeniero Civil Cesar Vaca

3.7 Análisis y discusión de resultados

➤ *Caracterización inicial*

Según los resultados de la caracterización inicial físico-química y microbiológica el agua residual domestico de la parroquia Malimpia tiene los siguientes parámetros con valores que no cumplen la normativa actual vigente para ser descargado a un cuerpo de agua dulce: Demanda Química de Oxígeno (DQO) 540mg/L, Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) 280mg/L, Nitrógeno Total Kjeldahl 69mg/L, Coliformes Fecales 375000 UFC/100mL y Coliformes Totales 580000 UFC/100mL, debido a esto se es necesario implementar un sistema de tratamientos para estas aguas previo descarga.

➤ *Relación DBO_5/DQO*

La relación DBO_5/DQO de 0.5 nos indica que nuestra agua residual tiene una alta biodegradabilidad por lo cual la selección de un tratamiento biológico como lodos activados es una gran opción siendo un proceso técnico y económicamente viable para la depuración de las aguas residuales de la parroquia Malimpia.

➤ *Caudales*

El caudal fue medido directamente de la tubería de descarga al Rio Guayllabamba los días de mayor consumo de agua (viernes, sábado y domingo) en las horas picos (9am, 13:30pm y 18:30pm) durante el mes de Agosto del 2018 las mediciones nos proporcionó un aforo promedio de 3.26 L/s .

El caudal medio teórico 1.56 L/s tiene un valor bajo debido en relación al aforo obtenido por medio del método experimental volumétrico , reflejando que los días picos son los cuales proporcionan la mayor descarga de aguas residuales, teniendo en cuenta estos detalles se realizó en dimensionamiento de los equipos con los caudales de diseño para cubrir el gasto volumétrico de aguas residuales proporcionados por el sistema de alcantarillado de en la cabecera parroquial , las infiltraciones (0 L/s) debido que las tuberías son de PVC lo cual garantiza por especificaciones del fabricante que no habrá presencia de caudales de infiltración a lo largo de la tubería , por las condiciones del terreno, la parroquia solo cuenta con agua potable recolectores de aguas residuales en la cabecera cantonal debido a su gran extensión y disposición de los caseríos de la población no fue posible realizar un sistema de alcantarillados para la totalidad de sus habitantes

,para su efecto se tomó la población que se abastece de agua potable la misma que está conectado al sistema de alcantarillado que descarga las aguas residuales .

El caudal máximo de diseño de 5.63 L/s permite dimensionar los equipos con la capacidad de satisfacer los gastos volumétricos de los días picos garantizando la eficiencia del sistema de tratamiento.

➤ *Canal*

El canal tendrá una altura de 0.40 m debido al pequeño caudal que se maneja esta altura será suficiente para que sirva de conector entre el sistema de alcantarillado y la planta de tratamiento, el fluido será transportado a una velocidad media de 0.311m/s ocupando una altura efectiva de 0.095 m a la cual se le sumara la altura de seguridad para suplir la posible demanda con la proyección de 20 años.

➤ *Rejillas*

El desbaste de solidos de gran tamaño se realizara por medio de rejillas manuales conformado por 12 barras de 0.62 m de altura con un ángulo de inclinación de 45° para facilitar su limpieza por los operados evitando la acumulación de solidos que obstruyan el paso libre del agua residual hacia el sistema de depuración garantizando la eficiencia del proceso.

➤ *Tanque ecualizador*

El tanque ecualizador tendrá un volumen de 11.23 m³ ocupando un área de 2.49 m² ,para lograr la amortiguación de los caudales punta una buena aireación de las aguas residuales que con un tiempo de retención hidráulico de 2 horas nos permitirá la homogenización y regulación de pH beneficiando las condiciones previo al tratamiento biológico de lodos activados.

El tanque ecualizador permitirá la adición del coagulante natural de almidón de yuca.

➤ *Coagulante Almidón de Yuca*

El almidón de yuca logro un porcentaje de remoción de 60.61% de la turbiedad del agua residual domestica de la parroquia Malimpia pero no se logró que los parámetros con valores fuera de norma cumplan con los valores dentro de los límites permisibles cumplir, pese a esta adversidad el agua tratada con almidón de yuca adquirió mejores condiciones de biodegradabilidad facilitando su depuración por el método de lodos activados con aireación de equipo mecánico, Se presenta como una alternativa para la depuración en la planta ,la concentración ideal del coagulante teniendo el gasto volumétrico de aguas residuales de la parroquia es de 0.0011 Kg/L consumiendo 285.12 Kg/día , lo cual representaría un gasto diario de 185.32 \$/día, a más de acondicionar la biodegradabilidad de los lodos procedentes del tratamiento es una alternativa más amigable con el medio ambiente que los coagulantes tradicionales aunque representa un gran gasto anual así que se deja a consideración del GAD parroquial su aplicación en el proceso debido a que solo es una alternativa con fines investigativos teniendo en cuenta las nuevas tecnologías más amigables con el medio ambiente.

➤ *Reactor biológico*

El reactor biológico tendrá un volumen de $23.51 m^3$ su volumen se debe a el tiempo de retención celular de 5 días que debe tener los microorganismo que mediante el contacto con el oxígeno proporciona llevaran a cabo el metabolismo de la materia orgánica manteniendo la edad de los lodos por medio de un caudal de recirculación de $2.52 m^3/h$ proveniente del sedimentador secundario, durante el tiempo de retención hidráulica de 4 horas en el cual debe mantener una relación de alimento sobre microorganismo de $0.64 dia^{-1}$ para que se de la actividad bacteriana de la mejor manera consumiendo $803.5 m^3/dia$ de aire proporcionados mediante un difusor de aire de alto rendimiento de 0.9 KW que proporcionara a las bacterias $17.90kg/dia$ de oxígeno, el proceso de lodos activados proporcionara una masa de fango $7.49 Kg/día$ siendo lodos altamente estables con gran carga orgánica, los valores obtenidos en el dimensionamiento del reactor biológico están en el rango que proporciona la bibliografía para reactores de mezcla completa.

➤ *Sedimentador secundario*

El sedimentador secundario ocupara un área de $4,49 m^2$ con una altura de $3.07m$ y un volumen de $13.47m^3$ que funcionara con un tiempo de retención hidráulica de 2.16 horas para permitir separar los floculós de bacterias sedimentables que se formaran en el reactor biológico mediante el barrido del brazo de reparto central que ocupara una altura de 0.75m facilitando la distribución

de lodos hacia el lecho de secado y la cantidad que debe regresar al reactor biológico mediante el caudal de recirculación.

➤ *Filtros*

Para cumplir con el periodo de 20 años proyectados en el diseño y la cantidad de habitantes de la parroquia, se definió 3 zanjas para la batería de filtros que manejaran un caudal unitario de $0.0003\text{m}^3/\text{s}$, ocuparan un área de 3.25 m^2 , longitud de 2.2 m con la capacidad de albergar 6.40 m^3 de efluente del sedimentador secundario, el lecho filtrante conformado por carbón activado que le permitirá absorción de los contaminantes que pueda contener el efluente secundario, arena y grava para retener los floculós conformados por bacterias poco sedimentables que quedan en la parte superior del decantador ,el lecho tendrá una altura de 0.9 m, para la descarga del agua depurada del sistema de tratamiento se dispondrá de un sistema de drenaje por 3 orificios laterales de 0.063 m de diámetro que permitirá evacuar el efluente final ya dentro de los valores permisibles por la normativa vigente.

➤ *Porcentaje de remoción*

Después del tratamiento de depuración los porcentajes de remoción fueron: DBO_5 67%, DQO 77.66%, N.Total kjedahl 59%, Coliformes Fecales 99.61% y Coliformes Totales 99.87% proporcionando valores que se encuentran dentro de los límites y cumplen la normativa actual vigente para su descarga al cuerpo hídrico además optimizando recursos para su depuración

➤ *Lecho de secado*

El lecho de secado está diseñado teniendo en cuenta la Carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión de $19.67\text{ Kg}_{\text{ss}}/\text{día}$ lo cual se destinara un área de 3.91 m^2 para albergar el volumen de lodos digeridos $52.20\text{ L}/\text{día}$, estos lodos debido a la naturaleza del proceso de depuración tendrán un alto grado de mineralización para ser digeridos y evaporar el agua reduciendo su volumen y mejorando su manejo serán secados al ambiente expuestos a las altas temperaturas de la zona.

Conclusiones

- La caracterización físico-química y microbiológica de las aguas residuales procedentes de la parroquia Malimpia determino el grado de contaminación de las descargas al Rio Guayllabamba siendo en su mayor porcentaje materia orgánica y una alta concentración bacteriana por lo cual necesitan un tratamiento para su depuración previo a su descarga para el cumplimiento de la normativa ambiental vigente.
- Los parámetros fuera de los límites estipulados en Acuerdo Ministerial 097 del 4 de Noviembre 2015, Tabla 9, límites de descarga a un cuerpo de agua dulce son: Demanda Bioquímica de Oxígeno, Demanda Química de Oxígeno, Nitrógeno Total Kjeldahl, Coliformes Fecales y Totales que son producto de la actividad antropogénica en la parroquia.
- El agua residual domestica tuvo una alta biodegradabilidad lo cual nos proporcionó la pauta para realizar la tratabilidad por medio de un tratamiento biológico de lodos activados con un proceso previo de coagulación con almidón de yuca el mismo que logro el 61% de remoción de la turbidez pero aumento la carga bacteriana y materia orgánica, esta adversidad favoreció al proceso biológico.
- La remoción de la turbidez por parte del almidón de yuca como coagulante natural es bastante aceptable como para seguir investigando su aplicación en tratamientos de aguas con menor carga bacteriana y menor grado de contaminación como el agua con fines de consumo humano.
- El sistema de depuración biológica por medio de lodos activados a pesar de su efectividad presenta inconvenientes debido a que no toda la materia orgánica es biodegradable usamos almidón de yuca un polímero orgánico de alta biodegradabilidad que además de clarificar el agua de (178 NTU a 70.4 NTU) aumento la carga orgánica biodegradable previo al tratamiento biológico otorgándole mejores rendimientos.
- El diseño fue efectuado para el tratamiento de lodos activos seguido de filtración, luego que las pruebas de tratabilidad validaran la eficacia del proceso mediante la caracterización final que proporciono los valores de Demanda Bioquímica de Oxígeno 91mg/L, Demanda Química de Oxígeno 123mg/L, Nitrógeno Total Kjeldahl 28 mg/L, Coliformes fecales 352 y Coliformes Totales 842 UFC/100mL todos dentro de los límites permisibles por la normativa ambiental vigente.

- Se ha estimado el costo de \$ **41745.42** (Cuarenta y un mil setecientos cuarenta y cinco dólares con cuarenta y dos centavos) incluyendo construcción y mano de obra de la planta basado en bibliografía sobre plantas de tratamiento con lodos activados que manejan caudales similares a el caudal de diseño medio y los conocimientos de un profesional en el área.

Recomendaciones

- Adicionar el coagulante natural en la entrada del tanque homogeneizador para aprovechar la mezcla rápida ocasionada por la velocidad de entrada del agua residual.
- Conservar la cantidad de oxígeno en el reactor ya que su disminución provocara la formación de filamentos en forma de cabello por las bacterias lo que evitara su sedimentación produciendo mayor cantidad de lodos que agua tratada en el sedimentador secundario.
- Controlar la relación alimento/microorganismo debido a la inestabilidad de las bacterias y los tiempos que pasa retenida el efluente.
- Tener en cuenta la aplicación de las tecnologías emergentes como la oxidación avanzada ya que en este proceso se logra mineralizar los contaminantes orgánicos, eliminar los microorganismos presentes y los lodos producidos no necesitan un tratamiento para su disposición final.
- Implementar procesos de oxidación avanzada POAs como pretratamiento para tratar aguas contaminadas con compuestos tóxicos para los microorganismos como son los compuestos recalcitrantes, así aumentando la biodegradabilidad previo al tratamiento biológico.
- Retirar paulatinamente los lodos del sedimentador para evitar la atracción de vectores contaminantes y disponer de los lodos producto del tratamiento debido a que tienen una gran estabilización y son mineralizados lo cual los hace apto para la elaboración de compostaje para e la fertilización de los suelos de la zona
- Monitorear periódicamente los parámetros que estaban fuera de norma del efluente para verificar la eficiencia del sistema.

BIBLIOGRAFÍA

Alava, J. Aplicación de quitosano como biocoagulante en aguas[Version electronica]. *Enfoque* .,2015.,UTE,V.6-N.3, 52-64.

ANQUE. *Diseño y explotación de sistemas de depuración de aguas residuales en pequeños núcleos y comunidades. Asociación Nacional de Químicos Españoles, Agrupación Territorial de Castilla la Mancha, Sección Técnica de Medio Ambiente.*1994.

ARBOLEDA, V.*Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua.* Lima: CEPIS.,1972.,pp.216-219

BETETA,R.E.D.A.R para una población de 100000 habitantes.2007obtenido el 28 de Agosto del 2017,de

<http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/13058/Mem%C3%B2ria.pdf?sequence=1>

CRITES, R.*Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones.* Bogota: McGraw Hill.2000.

García, E., & Pérez, J. *Aguas Residuales Composición.*Granada: Granada,Universidad.2003.

García, M. E., et al., *Aspectos sanitarios del estudio de las aguas.* Granada : Granada : Universidad.1985.

Gobierno Parroquial de Malimpia Quinindé. [En línea] [Citado el: 23 de Agosto de 2017]. Disponible en:<http://www.malimpia.gob.ec/>

Guardian,L.R. Estudio preliminar del uso de la semilla del tamarindo en coagulación-floculación de aguas residuales[Version electronica].*Tecnologias en Marcha.*,2011., Vol 24,N *2,18-26

Majzoubi M, R. Physico Chemical properties of Phosphoryl chloride cross-linked wheat starch [Version electronica]. *Iranian Polymer Journal*,18(6)., 2009.,pp 491-499

METCALF, Y EDDY. *Tratamiento y depuración de las aguas residuales.* 3A Ed. España, McGraw Hill, 1995., Pp. 212– 245, 521-643

ECUADOR. MINISTERIO DEL AMBIENTE. *Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria (TULSMA): Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.* Vol. 6, tabla 9.

Peñaranda, I., Perilla, E., & Algecira, A. Revision de la modificación química del almidón con ácidos orgánicos. *Ingeniería e Investigación.*, 2008.,Vol 28 N 23.[Consultado el 27 de Agosto del 2017,

<http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=64328307>

Ramalho,R.*Tratamiento de aguas residuales.*Barcelona Reverte.S.A., 1983.,pp 96-98

Romero, J. *Tratamiento de aguas residuales, Teoría y principios de diseño.* Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.2008

Sánchez J, B. J. Adsorbent biopolymers from tannin extracts for water treatment[Version electronica]. *Chemical Engineering Journal.*,168.,2011.,pp 141-147

Shogren, R. Flocculation of kaolin by waxy starch phosphates [Versión electrónica]. *Carbohydrate Polymers* 76.,2009.,pp. 639-644

Sierra, C. *Calidad del agua , Evaluacion y Diagnostico* . Medellin : Universidad de Medellin.,2011., .pp.55-66

Solis,R.,Laines,J., & Hernández,J. Mezclas con potencial coagulante para clarificar aguas superficiales[Versión electrónica].*Rev.Int.Contam.Ambien.*28(3)..2012.,pp 229-236

Teran Solis, M. *Aplicación de process de oxidacion avanzada a aguas contaminadas* (Trabajo de titulación). Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya (UPC).2016.

Terence, J. *Abastecimiento de agua y alcantarillado 6 ed.* Bogota: Mcgraw-Hill.1999.,pp 382-497

ANEXOS

ANEXO A. Caracterización Inicial

ESPOCH
LABORATORIO DE CALIDAD DEL AGUA
FACULTAD DE CIENCIAS

Casilla 06-01-4703 Telefax 2998 200 ext 332 Riobamba - Ecuador

INFORME DE ANÁLISIS DE AGUAS
Análisis solicitado por: Fernando Copete Mendez
Fecha de Análisis: 18/09/2017
Tipo de muestras: Agua Residual Doméstica cruda
Localidad: Parroquia Malimpia - Cantón Quininde

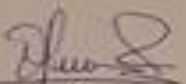
TRABAJO DE TITULACIÓN


Determinaciones	Unidades	Método	Límites	Resultados
pH	Und	4500-B	6-9	7.32
Color	Und. Co/Pt	2120-C	-	1460
Turbiedad	NTU	2130-B	-	159
Temperatura	°C	2550-B	-	21.7
Conductividad	µSiemens/cm	2510-B	-	617
Acetes y Grasas	mg/L	2530-C	30	16.1
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	5220-C	200	540
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	5210-B	100	280
Fosfatos	mg/L	4500-P-D	10	7.20
Nitrógeno Total Kjeldahl	mg/L	HACH 10072	50	69
Sulfatos	mg/L	4500 SO ₄ - E	1000	140
Sólidos Disueltos	mg/L	2540-D	-	378
Sólidos Suspendedos Totales	mg/L	2540-C	130	203
Sólidos Sedimentables	mg/L	2540-B	-	800
Sólidos Totales	mg/L	2540-A	1600	927
Coliformes Fecales	UFC/100mL	9222 - B	2000	375000
Coliformes Totales	UFC/100mL	9222 - B	2000	580000

*Métodos Normalizados: APHA, AWWA, WPCF 17 ed
** 097-A TUL SMA, Tabla 9 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce





Observaciones:

Atentamente


Dra. Gina Alvarez R.
RESP. LAB. ANÁLISIS TÉCNICOS



ANEXO B Análisis de Tensoactivos

	<p align="center">CENTRO DE SERVICIOS TÉCNICOS Y TRANSFERENCIA TECNOLÓGICA AMBIENTAL</p> <p align="center">DEPARTAMENTO : SERVICIOS DE LABORATORIO</p> <p align="center">Panamericana Sur Km. 1 1/2, ESPOCH (Facultad de Ciencias) RIOBAMBA - ECUADOR Teléfono: (03) 2013083</p>	 <p align="center">Servicio de Acreditación Ecuatoriano Acreditación N° OAE LE 20 08-008 LABORATORIO DE ENSAYOS</p>															
INFORME DE ENSAYO N°: ST:	A-695-17 118- 17 ANÁLISIS DE AGUAS																
Nombre Peticionario: Atm. Dirección:	N.A. Fernando Copete Múñiz Alamos J. Riobamba-Chimborazo																
FECHA: NÚMERO DE MUESTRAS: FECHA Y HORA DE RECEPCIÓN EN LAB: FECHA DE MUESTREO: FECHA DE ANÁLISIS: TIPO DE MUESTRA: CÓDIGO CESTTA: CÓDIGO DE LA EMPRESA: PUNTO DE MUESTREO: ANÁLISIS SOLICITADO: PERSONA QUE TOMA LA MUESTRA: CONDICIONES AMBIENTALES DE ANÁLISIS:	29 de Septiembre del 2017 1 2017/09/29 - 15:00 2017/09/16 - 11:00 2017/09/19 - 2017/09/29 Agua residual LAB-A 694 -17 N.A. Quintasmí, Parroquia Malinpas Parque Central Tensoactivos Copete Múñiz T máx. 25,0 °C. T mín. 15,0 °C																
RESULTADOS ANALÍTICOS:																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>PARÁMETROS</th> <th>MÉTODO /NORMA</th> <th>UNIDAD</th> <th>RESULTADO</th> <th>INCERTIDUMBRE (k=2)</th> <th>VALOR LÍMITE PERMISIBLE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tensoactivos</td> <td>PEE/CESTTA/44 Standard Methods No. 5540 C</td> <td>mg/L</td> <td>0,37</td> <td>±7%</td> <td>--</td> </tr> </tbody> </table>	PARÁMETROS	MÉTODO /NORMA	UNIDAD	RESULTADO	INCERTIDUMBRE (k=2)	VALOR LÍMITE PERMISIBLE	Tensoactivos	PEE/CESTTA/44 Standard Methods No. 5540 C	mg/L	0,37	±7%	--					
PARÁMETROS	MÉTODO /NORMA	UNIDAD	RESULTADO	INCERTIDUMBRE (k=2)	VALOR LÍMITE PERMISIBLE												
Tensoactivos	PEE/CESTTA/44 Standard Methods No. 5540 C	mg/L	0,37	±7%	--												
OBSERVACIONES:																	
<ul style="list-style-type: none"> Muestra recibida en el laboratorio. La columna: Valor límite permisible, está fuera del alcance de la acreditación del SAE. 																	
RESPONSABLES DEL INFORME:																	
<p align="center">  Dr. Mauricio Alvarez RESPONSABLE TÉCNICO </p>																	
<p align="center">  CENTRO DE SERVICIOS TÉCNICOS Y TRANSFERENCIA TECNOLÓGICA AMBIENTAL </p>																	

ANEXO C Caracterización de la Tratabilidad

ESPOCH

LABORATORIO DE CALIDAD DEL AGUA
FACULTAD DE CIENCIAS

Cajilla 08-01-4703 Telefax 2959 200 ext 300 Pastamba - Ecuador

INFORME DE ANÁLISIS DE AGUAS

Análisis solicitado por: Fernando Copete Méndez
Fecha de Análisis: 9/11/2017
Tipo de muestras: Agua Residual Doméstica Tratada
Tipo de Tratamiento: Coagulante Natural - Aireación
Localidad: Paroquia Malimpa - Cantón Guinda

TRABAJO DE TITULACIÓN

Determinaciones	Unidades	Método	Límites s.e	Resultados
pH	-	4100-B	-	8.28
Color	Unid. Colm	2120-C	-	512
Turbiedad	NTU	2130-B	-	18.5
Temperatura	°C	2050-B	-	21.8
Conductividad	µS/cm/cm	2010-B	-	321
Aceites y Grasas	mg/L	2530-C	30	11.7
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	5220-C	200	123
Demanda Biológica de Oxígeno	mg/L	5210-B	100	81
Fosfatos	mg/L	4000-P.O	10	5.4
Nitrogeno Total Amonio	mg/L	HACH 10072	50	28
Sulfatos	mg/L	4500-SO ₄ -E	1000	114
Sólidos Disueltos	mg/L	2540-D	-	181
Sólidos Suspendedos Totales	mg/L	2540-C	130	21
Sólidos Sedimentables	mg/L	2540-B	-	10
Sólidos Totales	mg/L	2540-A	1600	192
Coliformes Fecales	UFC/100ml	9222-B	2000	252
Coliformes Totales	UFC/100ml	9222-B	2000	643

*Método Normalizado APHA, 1995, MÉTODOS 1997
**ISO 15705:2004, Parte 8 Límites de detección a un nivel de agua dulce

Observaciones

Aclaramente


Dra. Gina Alvarez
RESP LAS ANÁLISIS TÉCNICOS

ANEXO D Validación Externa



LABORATORIO DE SERVICIOS AMBIENTALES



N° SE: 264-17

INFORME DE ANALISIS

NOMBRE: Fernando Copete INFORME N° 264- 17
 EMPRESA: Proyecto de Tesis ESPOCH N° SE: 264-17
 DIRECCIÓN: Los Álamos 3
 TELÉFONO: 0986311021
 FECHA DE RECEPCIÓN: 18 - 10 -17
 FECHA DE INFORME: 25 - 10- 17
 NÚMERO DE MUESTRAS: 1, Agua residual doméstica, Parroquia Malimpia, Quindé TIPO DE MUESTRA:
 IDENTIFICACIÓN: MA - 476-17 Agua

El laboratorio se responsabiliza solo del análisis, no de las muestras.

RESULTADO DE ANÁLISIS

MA - 476-17

PARÁMETROS	UNIDADES	MÉTODO/PROCEDIMIENTO	RESULTADO	UI(K=2)	FECHA DE ANÁLISIS
DQO	mg/l	STANDARD METHODS 5220 - D mod	130	N/A	18 - 10 -17
* DBO5	mg O2/l	STANDARD METHODS 5210 - B	61,40	N/A	18 - 10 -17
* Coliformes Totales	NMP/100 ml	STANDARD METHODS 9221 - B	213	N/A	18 - 10 -17
* Coliformes Fecales	NMP/100 ml	STANDARD METHODS 9221 - B	46	N/A	18 - 10 -17
* Nitrógeno Total	mg/l	STANDARD METHODS 4500 - N - B mod	3,58	N/A	18 - 10 -17

MÉTODOS UTILIZADOS: Métodos Normalizados para el Análisis de Aguas Potables y Residuales APHA, AWWA, WPCF, STANDARD METHODS 21ª EDICIÓN y métodos HACH adaptados del STANDARD METHODS 21ª EDICIÓN

RESPONSABLES DEL ANÁLISIS:

Dr. Juan Carlos Lara
 Benito Mendoza T., Ph.D.


 Dr. Juan Carlos Lara R.
 TÉCNICO L.S.A.

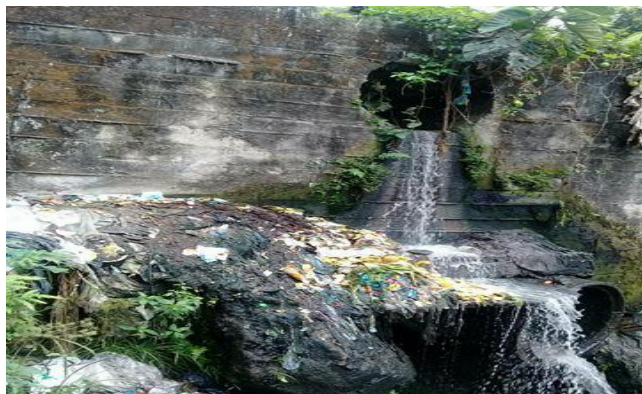
-Los resultados de este informe corresponden únicamente a la(s) muestra(s) analizada(s)
 -Se prohíbe la reproducción parcial de este informe sin la autorización del laboratorio

FMC2101-01

Página 1 del

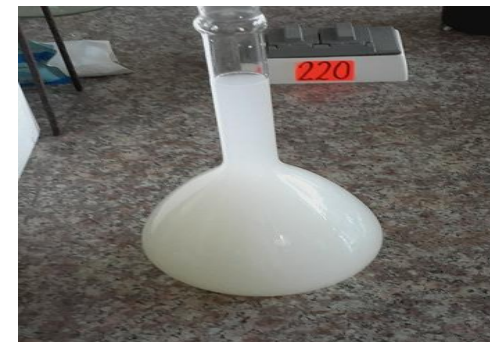
L.S.A. Campus Mayor Edison Riera Km 1 1/2 vía a Cuatro Bloque Administrativo.

ANEXO E Muestreo



NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		
Agua Residual	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Información <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Por aprobar <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar	FACULTAD DE CIENCIAS			
		ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA	LÁM:	ESC:	FECHA:
		ELABORADO POR: Copete Mendez Fernando Liberman	1	1:4	2017/12/22

ANEXO F Coagulante Natural



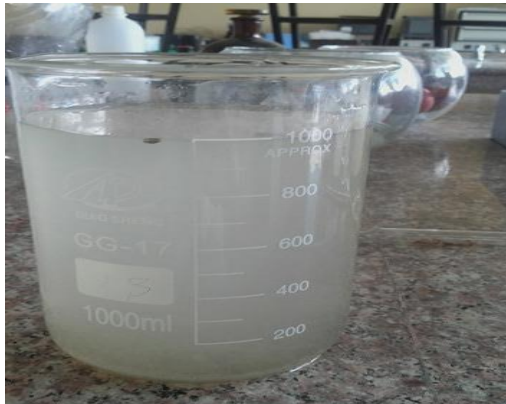
NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		
Coagulante Almidón de Yuca	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Información <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Por aprobar <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar	FACULTAD DE CIENCIAS	LÁM: ESC: FECHA:		
		ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA	2 1:4 2017/12/22		
		ELABORADO POR: Copete Mendez Fernando Liberman			

ANEXO G Tratabilidad



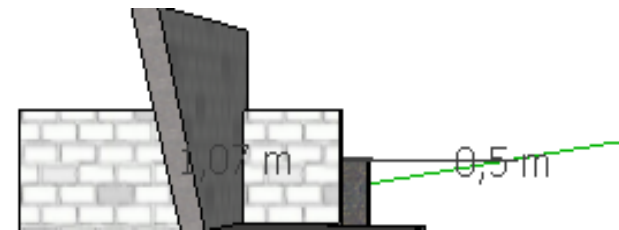
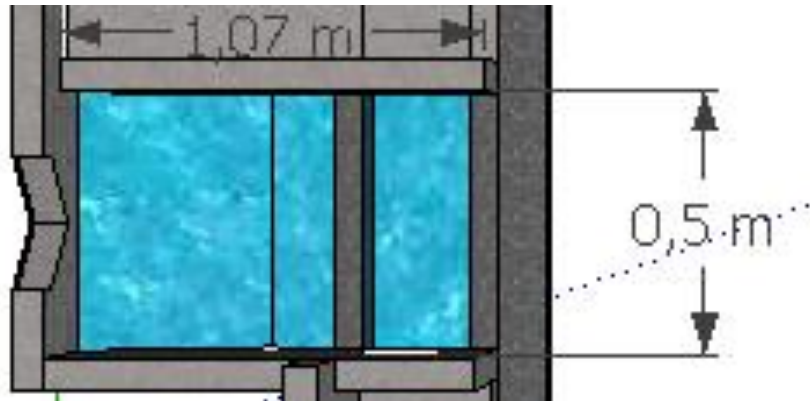
NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO FACULTAD DE CIENCIAS ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA ELABORADO POR: Copete Mendez Fernando Liberman	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		
Tratabilidad	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Información <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Por aprobar <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar				
			3	1:4	2017/12/22

ANEXO H Tratabilidad



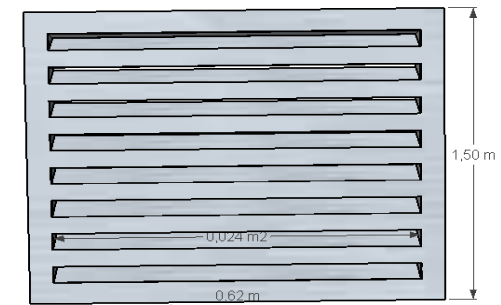
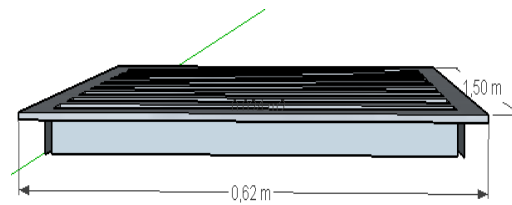
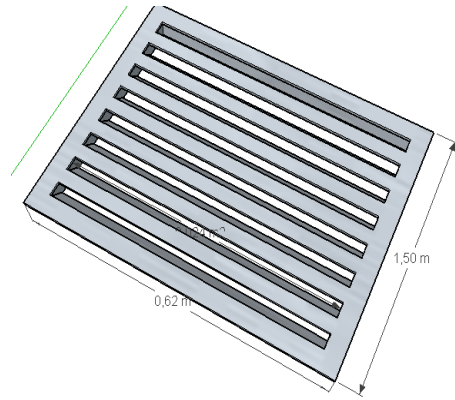
NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES			
Agua Tratada con Almidón de yuca	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Información <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Por aprobar <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar	FACULTAD DE CIENCIAS ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA ELABORADO POR: Copete Mendez Fernando Liberman				
			LÁM:	ESC:	FECHA:	
			4	1:4	2017/12/22	

ANEXO I Canal



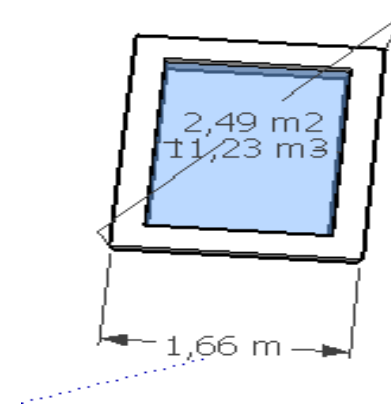
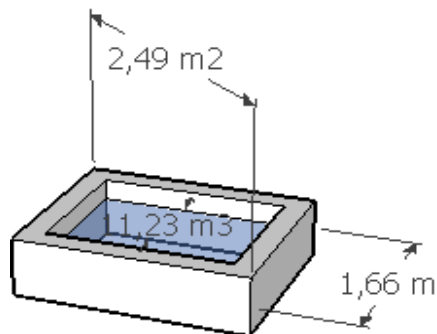
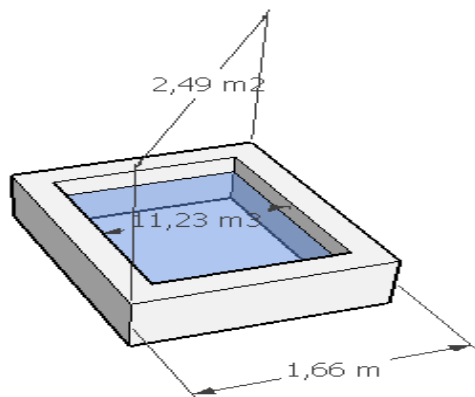
NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		
Vertedero Rectangular	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Información <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Por aprobar <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar	FACULTAD DE CIENCIAS			
		ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA	LÁM:	ESC:	FECHA:
		ELABORADO POR: Copete Mendez Fernando Liberman	5	1:4	2017/12/22

ANEXO J Rejilla



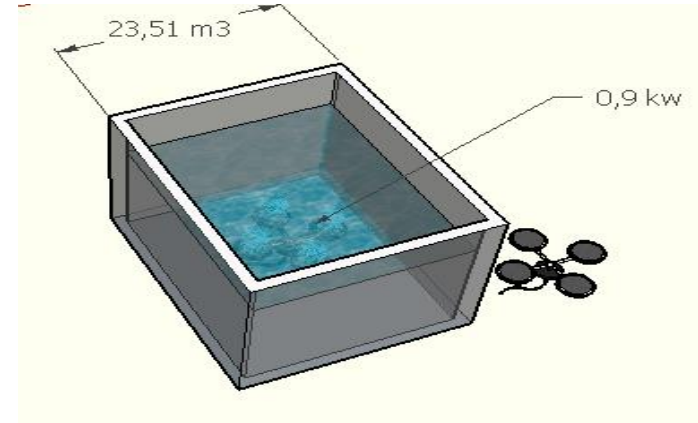
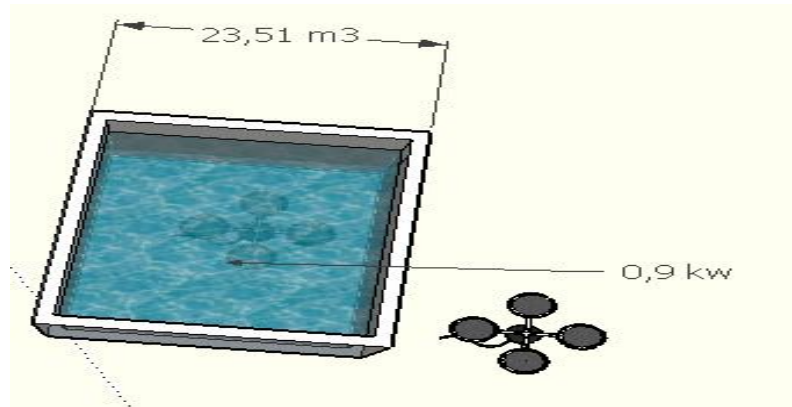
NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		
Rejillas	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Información <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Por aprobar <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar	FACULTAD DE CIENCIAS			
		ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA	LÁM:	ESC:	FECHA:
		ELABORADO POR: Copete Mendez Fernando Liberman	6	1:4	2017/12/22

ANEXO K Ecuador



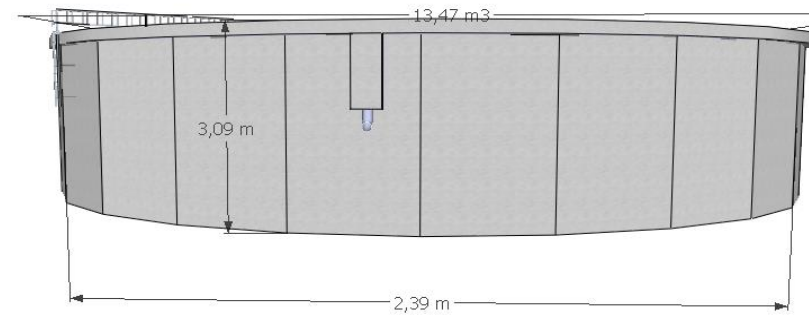
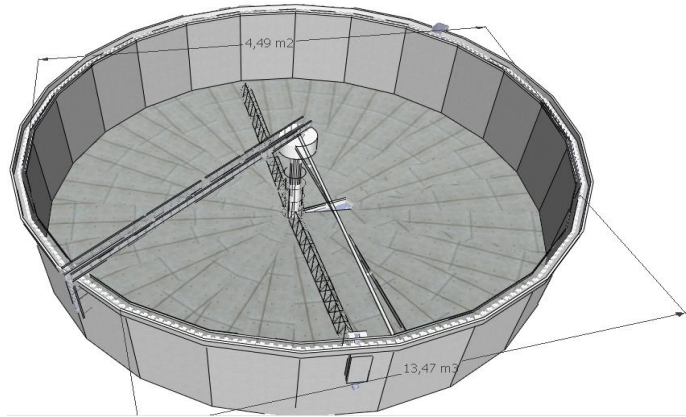
NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		
Ecuador	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Por aprobar <input type="checkbox"/> Información <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar	FACULTAD DE CIENCIAS			
		ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA	LÁM:	ESC:	FECHA:
		ELABORADO POR: Copete Mendez Fernando Liberman	7	1:4	2017/12/22

ANEXO L Reactor Biológico



NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES			
Reactor Biológico	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Información <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Por aprobar <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar	FACULTAD DE CIENCIAS ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA	LÁM:	ESC:	FECHA:	
			ELABORADO POR:	8	1:4	2017/12/22
			Copete Mendez Fernando Liberman			

ANEXO M Sedimentador Secundario



NOTAS:	CATEGORIA DEL DIAGRAMA:	ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DE CHIMBORAZO	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		
Sedimentador Secundario	<input type="checkbox"/> Aprobado <input type="checkbox"/> Certificado <input type="checkbox"/> Información <input type="checkbox"/> Preliminar <input type="checkbox"/> Por aprobar <input checked="" type="checkbox"/> Por calificar	FACULTAD DE CIENCIAS			
		ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA	LÁM:	ESC:	FECHA:
		ELABORADO POR: Copete Mendez Fernando Liberman	9	1:4	2017/12/22

ANEXO O ESQUEMA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

"PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON LODOS ACTIVADOS"

SISTEMA DE TRATAMIENTO:

- 1) VERTEDERO RECTANGULAR
- 2) REJILLAS
- 3) TANQUE ECUALIZADOR
- 4) TANQUE DE AIREACIÓN
- 5) SEDIMENTADOR SECUNDARIO CIRCULAR
- 6) LECHO DESECADO
- 7) FILTRO

