

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES GENERADAS EN EL CANTÓN DURÁN”**

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

DANIEL FRANCISCO FÉLIX ASTUDILLO

DANIEL ANDRÉ RIKEROS GEHRENBECK

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2015

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres, no solo por ser una inspiración para mí, sino por enseñarme el valor del esfuerzo y que debo luchar si quiero llegar a la meta que me propuse. A nuestra directora de tesis Ingeniera Alby Aguilar, por ser una excelente profesora y por enseñarnos a estar siempre preparados para todo.

Daniel Félix

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres por el apoyo incondicional que me han brindado en el desarrollo de mi vida y de mis estudios, por sus consejos y por su tiempo. A nuestra directora de Tesis, Ingeniera Alby Aguilar, por su dedicación, apoyo y tiempo proporcionado. A mi familia y personas especiales que han llegado a mi vida, por ser un pilar de soporte en todo momento, aprendiendo de ellos.

Daniel Rikeros

DEDICATORIA

A mis papás, quienes siempre han creído en mí. A mis hermanos, por siempre brindarme su apoyo. A mis abuelos, por siempre esperar lo mejor de mí y a mi tía, quien me dijo una vez que podía ser lo que yo quisiera si me lo proponía.

Daniel Félix

DEDICATORIA

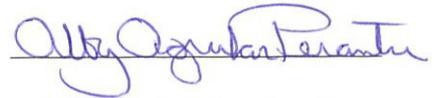
A mi familia, mis padres especialmente, por los esfuerzos que realizaron para permitirme lograr alcanzar esta etapa en mi vida. A las personas con quienes he compartido grandes momentos en mi formación académica y personal.

Daniel Rikeros

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



Dra. Elizabeth Peña C.:
PRESIDENTA



M.Sc. Alby Aguilar P.:
DIRECTORA DE
TESIS



Dr. Carlos Rodríguez:
VOCAL PRINCIPAL

DECLARACIÓN EXPRESA

"La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponden exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL"

A handwritten signature in black ink, written over a horizontal line. The signature is stylized and appears to read "Daniel Félix A.".

Daniel Francisco Félix Astudillo

A handwritten signature in black ink, written over a horizontal line. The signature is written in a cursive style and reads "Daniel Rikerós".

Daniel André Rikerós Gehrenbeck

RESUMEN

El anteproyecto que se contempla posteriormente, muestra el diseño de sistemas de tratamiento para el cantón Duran de la provincia del Guayas, Ecuador. En este trabajo, se obtienen parámetros que relaciona la teoría junto a características del sitio, se analizan muestras que fueron tomadas de afluentes previos a los tratamientos existentes y se demuestra si la alternativa más factible a utilizar en este caso específico es el uso de filtros anaerobios con flujo ascendente.

Los datos fueron obtenidos de ensayos de laboratorio que proveen de datos necesarios para el diseño de los distintos sistemas de tratamientos. Mediante los resultados de laboratorio encontramos la necesidad a la cual se quiere adaptar, logrando un efluente clarificado con un porcentaje reducido de contaminantes y material sedimentable. Los puntos donde se consideran las posibles ubicaciones de la planta también son analizados en el plano topográfico y mediante reconocimiento de terreno.

Un presupuesto referencial muestran los costos de operación que se pueden generar en el sistema de tratamiento diseñado seleccionado para

este proyecto. El propósito es mostrar la viabilidad considerando la magnitud del área de aportación del cantón Duran. Un corto análisis de impacto ambiental se realiza para demostrar que el proyecto no solo busca reducir la carga contaminante en el efluente, también generara contaminación controlada en operación o en su posible construcción.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	VIII
ÍNDICE GENERAL	X
ABREVIATURAS	XV
SIMBOLOGÍA.....	XVI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XXII
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS	XXVII
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo General	4
1.4.2. Objetivos Específicos.....	4
1.4.3. Hipótesis	5
2. SUSTENTO TEÓRICO Y REVISIÓN DE INFORMACIÓN.....	6

2.1. Características de las aguas residuales	6
2.1.1. Características Físicas	7
2.1.2. Características Químicas	9
2.2. Sistemas de evacuación de aguas negras	12
2.2.1. Dotación y factores de mayoración y de retorno	13
2.2.2. Red de Alcantarillado	16
2.2.3. Tanque séptico	20
2.2.4. Tanque Imhoff.....	22
2.3. Marco Legal	23
2.4. Tratamiento de aguas residuales	24
2.4.1. Sistemas de tratamientos primarios	25
2.4.2. Lagunas de estabilización	31
2.4.3. Lodos activados	36
2.4.4. Humedales.....	42
2.4.5. Filtros percoladores.....	46

2.4.6. Biodiscos	53
2.4.7. Filtros anaerobios	59
2.4.8. Desinfección	63
3. METODOLOGÍA.....	70
3.1. Levantamiento de la información	70
3.1.1. Datos de población	71
3.1.2. Muestreo de aguas residuales	71
3.1.3. Resultados de ensayos realizados	78
3.1.4. Cálculo de población futura	79
3.1.5. Cálculo de caudal de de aguas residuales	85
3.1.6. Parámetros de diseño en el efluente	86
3.2. Análisis de alternativas de tratamiento de aguas negras	87
3.2.1. Procedimientos de sistemas preliminares (proceso primario).....	88
3.2.2. Alternativa 1 de tratamiento principal (proceso secundario) – Lodos Activados.....	96

3.2.3. Alternativa 2 de tratamiento principal (proceso secundario) – Filtros Anaerobios	114
3.2.4. Alternativa 3 de tratamiento principal (proceso secundario) – Biodiscos	124
3.2.5. Desinfección (proceso terciario)	134
3.3. Ubicación de sistemas de tratamiento de aguas residuales	141
3.4. Presupuesto de costo de obra	147
4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	148
4.1. Análisis de las alternativas de diseño propuestas	148
4.2. Selección del diseño de sistema de tratamiento de agua residual	152
4.3. Esquema de las plantas de tratamiento	154
4.4. Adecuaciones y seguridad	158
5. IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO	160
5.1. Análisis de impactos	160
5.2. Plan de Manejo Ambiental	161
5.2.1. Etapa constructiva	162
5.2.2. Etapa de operación	165

5.2.3. Culminación de la vida útil.....	169
5.3. Presupuesto	171
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	172
6.1. Conclusiones.....	172
6.2. Recomendaciones.....	174
ANEXOS	172
ANEXO 1 - TEXTO UNIFICADO DE LEGISLACIÓN SECUNDARIA Y MEDIO AMBIENTE (PGS 329 – 332).....	178
ANEXO 2 - PLANO TOPOGRÁFICO CANTÓN DURÁN	183
ANEXO 3 - RESULTADOS DE MUESTRAS (GRUPO QUÍMICO MARCOS S.A.).....	185
ANEXO 4 - PRESUPUESTO DE OPERACIÓN	193
ANEXO 5 - PRESUPUESTO DE PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	195
BIBLIOGRAFÍA.....	197

ABREVIATURAS

DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno
DQO	Demanda Química de Oxígeno
ST	Sólidos Totales
SVT	Sólidos Volátiles Totales
SST	Sólidos Suspendidos Totales
pH	Potencial Hidrógeno
UV	Ultravioleta
NTK	Nitrógeno Kjeldahl
COT	Carbono Orgánico Total
CO	Carga Orgánica
COV	Carga Orgánica Volumétrica
COd	Carga Orgánica de Diseño
DO	Dosis de oxígeno
CS	Carga Superficial
TRH	Tiempo de Retención Hidráulico
LA	Lodos Activados
FA	Filtros Anaerobios
BD	Biodiscos

SIMBOLOGÍA

Q	Caudal
Rh	Radio hidráulico
V	Volumen del reactor
L	Longitud
A	Área
S1	Pendiente
n	Numero de Manning
ks,K,Kd,Y,Um	Coefficientes cinéticos
θ	Tiempo de retención hidráulico
So	Concentración de DBO del afluente
S	Concentración de DBO del efluente
X	Concentración de SSV del afluente
E	Eficiencia
A/M	Alimento / Microorganismos
Vt	Volumen del tanque de aireación
As	Área de Sedimentación o Superficial
Pf	Población futura
Pi	Población pasada
Pu	Población actual
Tf	Año futuro a estimar
Ti	Año pasado referencial
Tu	Año actual
k1	Razón aritmética
r1	Razón geométrica
Vu	Volumen útil del reactor
NP	Contenido de Nitrógeno y Fosforo
Ae	Área Específica
Asa	Área Superficial del Agregado
Va	Volumen del Agregado
t	Temperatura
Ad	Área de Discos
Atd	Área Total de Discos
Ld	Longitud de discos
e	Espesor
Cl/d	Dosis de Cloro Diario
Qd	Caudal diferido
H	Profundidad del reactor
T	Ancho del reactor
v	Velocidad del flujo

SIMBOLOGÍA

v_s	Velocidad de asentamiento o sedimentación
θ_s	Tiempo de sedimentación
θ_c	Tiempo de retención celular
X_e	Concentración de SSV del efluente
X_{st}	Concentración de SST del efluente
X_r	Concentración de ST en recirculación
Q_w	Caudal de disposición
Q_e	Caudal en el efluente
Q_r	Caudal de recirculación
R	Relación de recirculación
P_x	Producción de lodos
q	Carga hidráulica
N	Número de etapas
r	Profundidad sumergida
b	Dimensión menor
Km	Kilómetros
m	Metros
mm	Milímetros
cm	Centímetros
seg	Segundos
min	Minutos
g	Gramos
Kg	Kilogramos
mg	Miligramos
m^2	Metros cuadrados
m^3	Metros cúbicos
C	Grados Celsius

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Reacciones llevadas a cabo en método Kjeldahl (Grupo Selecta, 2012)	12
Figura 2. Esquema de diseño de un tanque séptico. (Romero Rojas, 2008)	21
Figura 3. Partes de un tanque Imhoff. (Tec Depur Ingeniería)	22
Figura 4. Tipos de sedimentación (Metcalf & Eddy, 1995)	26
Figura 5. Corte longitudinal y vista en planta del sedimentador diseñado (Sistema de bibliotecas SENA, 2014)	27
Figura 6. Rejas y tamices en acción (EMSHI, 2014)	28
Figura 7. Ejemplo de tanque de preaereacion (ADI, 2014)	31
Figura 8. Ejemplo de laguna aerobia. (CYTED, 2014)	32

Figura 9. Funcionamiento de lagunas facultativas. (Crites & Tchobanoglous, 2000).....	34
Figura 10. Remoción de material orgánico en función del tiempo. (Romero Rojas, 2008)	37
Figura 11. Esquema básico de un sistema de lodos activados (Ramalho, 2003).....	38
Figura 12. Esquema de humedal de flujo superficial (libre). (UNAD, 2012).....	43
Figura 13. Esquema de humedal de flujo subsuperficial. (Crites & Tchobanoglous, 2000).....	43
Figura 14. Esquema de sistema del filtro percolador (Romero Rojas, 2008).....	47
Figura 15. Material de lecho y composición de capa biológica. (Ramalho, 2003).....	49
Figura 16. Sistema de tratamiento de biodiscos. (Ambientum, 2002)	54

Figura 17. Sección transversal de biodiscos. (Crites & Tchobanoglous, 2000).....	55
Figura 18. Esquema típico de tratamiento completo por biodiscos. (Ramalho, 2003).....	56
Figura 19. Esquema de filtro anaerobio de flujo ascendente (Romero Rojas, 2008).....	60
Figura 20. Esquema de medio de soporte.....	122
Figura 21. Esquema de diseño de zona de salida y evacuación del efluente.....	123
Figura 22. Esquema del reactor de cloración.....	139
Figura 23. Diagrama esquemático del sistema de desinfección convencional (EPA).....	140
Figura 24. Ubicación de terrenos 1 y 2 en plano topográfico con sus puntos P1 y P2.....	143

Figura 25. Ubicación de terreno 3 en plano topográfico con su punto P3.	144
Figura 26. Esquema de evacuación de agua de planta de tratamiento 1 y 2.....	155
Figura 27. Esquema de evacuación de agua de planta de tratamiento 3	156
Figura 28. Esquema de planta de tratamiento en Ubicación 1	156
Figura 29. Esquema de planta de tratamiento en Ubicación 2.....	157
Figura 30. Esquema de planta de tratamiento en Ubicación 3.....	157
Figura 31. Esquema típico de sección administrativa en planta.....	158

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Dotaciones según el uso específico del agua (Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo 16, 2011).....	15
Tabla II. Diámetros y pendientes de diseño mínimas en función del material. (Interagua, 2013)	17
Tabla III. Velocidades de diseño máximo en función del material. (Interagua, 2013).....	18
Tabla IV. Descripción de los dispositivos de desbaste más comunes (Metcalf & Eddy, 1995)	29
Tabla V. Coeficientes cinéticos para tratamiento biológico aeróbico según sustratos orgánicos. (Romero Rojas, 2008).....	41

Tabla VI. Características de medios usados en filtros percoladores. (Romero Rojas, 2008)	51
Tabla VII. Características de los filtros percoladores. (Romero Rojas, 2008).....	52
Tabla VIII. Parámetros de diseño de filtros anaerobios de flujo ascendente en función del tiempo del tiempo de retención hidráulico (Romero Rojas, 2008)	62
Tabla IX. Comparación entre desinfectantes. (Crites & Tchobanoglous, 2000).....	68
Tabla X. Mecanismos de desinfección con cloro, UV y ozono. (Crites & Tchobanoglous, 2000).....	69
Tabla XI. Factores que afectan a la desinfección. (Crites & Tchobanoglous, 2000).....	69
Tabla XII. Información de población cantonal en Durán (EMAPAD-EP e INEC)	71
Tabla XIII. Detalles de toma de muestra #1	76

Tabla XIV. Detalles de toma de muestra #2	77
Tabla XV. Detalles de toma de muestra #3	77
Tabla XVI. Resultados de ensayos de agua residual por “Grupo Químico Marcos S.A.”	78
Tabla XVII. Límites de descarga a un cuerpo dulce. (T.U.L.S.M.A.)	86
Tabla XVIII. Resultados de alternativas de cálculo de diseño del sedimentador primario.....	96
Tabla XIX. Coeficientes cinéticos utilizados en el diseño del tratamiento.	97
Tabla XX. Diseño de tanque aireador y sedimentador secundario (3 en paralelo).	114
Tabla XXI. Alternativas de diseño de reactor de filtro anaerobio de flujo ascendente (10 en paralelo).....	120
Tabla XXII. Diseño de tratamiento de agua residual por biodiscos (cada uno de 8 en paralelo).....	134

Tabla XXIII. Dosis típicas de compuestos de cloro para procesos de desinfección debido al origen del agua (Metcalf & Eddy).....	136
Tabla XXIV. Alternativas de diseño del reactor de desinfección	138
Tabla XXV. Coordenadas UTM (X , Y) de los tres puntos de ubicación de los terrenos.....	144
Tabla XXVI. Dimensiones y área de cada ubicación para el tratamiento de aguas residuales.	144
Tabla XXVII. Área requerida adicional al área establecida para tratamiento de agua residual.	146
Tabla XXVIII. Análisis de ventaja y desventaja de los tratamientos diseñados.....	150
Tabla XXIX. Calificación de sistemas de tratamiento según los parámetros respectivos.	151
Tabla XXX. Diseño de desbaste y sedimentador primario.	153
Tabla XXXI. Diseño de filtros anaerobios (10 filtros en paralelo).	153

Tabla XXXII. Diseño de reactor de desinfección.....154

Tabla XXXIII. Coordenadas UTM de oficinas administrativas de cada
planta de tratamiento.....155

ÍNDICE DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1. Toma de muestra en el canal de recirculación.....	72
Fotografía 3. Equipo de protección personal utilizado y toma de muestras.	75
Fotografía 4. Muestra tomada y colocada en hielo para mantener temperatura baja.	76
Fotografía 5. Terreno en la ubicación 1.	145
Fotografía 6. Terreno en la ubicación 2.	145
Fotografía 7. Terreno en la ubicación 3.	146

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

El trabajo consiste en el diseño de un sistema de tratamiento para las aguas residuales generadas en el sector cantonal de Durán. Se analizan diferentes sistemas existentes de tratamiento y se determina finalmente el tratamiento más apropiado a adoptar. Este tratamiento debe cumplir los marcos legales y normas ambientales establecidas en el país.

A partir de muestras obtenidas del agua residual en puntos clave del cantón, se realizan ensayos de características necesarias para determinar el sistema a implementar. Se muestra las posibles

ubicaciones donde el proyecto puede realizarse y un precio referencial presentado mediante precios unitarios.

1.2. Antecedentes

El cantón Durán ubicado en la provincia del Guayas, representa aproximadamente el 2% de extensión de la provincia, siendo 339.1 km². En este año, 2014, Durán cuenta con una población de 271085 habitantes, de los cuales el 97.9% son del sector urbano y el restante 2.1% del sector rural. Con respecto al censo poblacional del año 2001, se ha incrementado la población en 92371 habitantes, dando aproximadamente crecimiento de 6600 habitantes anualmente. (Municipio de Durán, 2014) (INEC, 2001)

Según el censo poblacional, el 55,2% de los habitantes cuenta con una red de alcantarillado público para la evacuación de aguas residuales, un 39,2% el uso de pozos ciegos y sépticos. El porcentaje restante utiliza métodos de evacuación directas, como por ejemplo evacuar directamente al río. (INEC, 2001). Con la ayuda de la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Durán – Empresa Pública (EMAPAD-EP), se pudo determinar que la dotación promedio de agua

potable en Durán es de 180 litros por habitante día con un factor de retorno de 0.9 para el agua residual. (Municipio de Durán, 2014)

Actualmente existen proyectos de urbanización que pueden ocasionar un aumento poblacional mayor al esperado estadísticamente. Esto ocasiona una mayor demanda de agua potable y por lo tanto mayor caudal de agua evacuada que debe ser tratada. En Durán existen tres plantas de tratamiento de aguas residuales, que constan principalmente de lagunas de oxidación, aunque existen viviendas aledañas a las mismas (ocupaciones no formales). La presencia de diferentes terrenos vacíos permite utilizar los mismos para ubicar los posibles nuevos sistemas de tratamiento analizados en este proyecto.

1.3. Justificación

Se ha considerado al cantón Durán para el análisis de un sistema de tratamientos de aguas, por su gran extensión industrializada y rural, la cual se considera que puede ser mejorada. El agua es un factor importante en el desarrollo de una población, haciendo énfasis en aguas generadas que pueden ser tratadas y reutilizadas, mejorando la calidad de vida y economizando este recurso.

Durán presenta amplios espacios y extensiones que pueden ser adecuados y aprovechados para realizar sistemas de tratamientos donde no afecten a la población. Mediante este proyecto, se busca también evitar la contaminación del río Babahoyo y consecuentemente río Guayas, al descargar efluentes tratados previamente.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Diseñar un sistema de tratamiento óptimo de aguas residuales generadas en el cantón de Durán.

1.4.2. Objetivos Específicos

Caracterizar el agua residual mediante ensayos de laboratorio.

Analizar distintos métodos de sistemas de tratamiento y adoptar el más óptimo o adecuado.

Establecer un presupuesto referencial del proyecto.

1.4.3. Hipótesis

Comprobar que filtros anaerobios es un tratamiento óptimo en comparación a otros tipos de sistemas.

CAPÍTULO 2

2. SUSTENTO TEÓRICO Y REVISIÓN DE INFORMACIÓN

2.1. Características de las aguas residuales

Las aguas residuales son aguas evacuadas que presentan contaminación, conocidas también como aguas negras o grises, dependiendo de su origen. Entre las distintas fuentes de aguas residuales se encuentran las aguas residenciales, comerciales, industriales, institucionales o de usos recreativos. (Metcalf & Eddy, 1995)

Las aguas negras se originan no solo de desechos humanos, sino también de otras fuentes como corrientes pluviales con desechos arrastrados, infiltraciones subterráneas y desechos industriales. Los

componentes presentes en descomposición ocasionan que el líquido se vuelva de color gris turbio, formando además gases como sulfuro de hidrógeno y metano ocasionando un olor desagradable. Las aguas negras deben ser tratadas para poder ser descargadas a cuerpos de agua o ser reutilizadas. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)

Existen diferentes constituyentes o elementos que se encuentran presentes en las aguas residuales, generalmente clasificados en elementos físicos, químicos y biológicos. Estos constituyentes son determinados por distintos análisis y pruebas de laboratorio. En características físicas se presentan sólidos totales, color, olor, turbiedad, densidad, entre otros. Entre las características químicas se encuentran Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno, Metales, Nitrógeno. En características biológicas se trata de diferentes microorganismos presentes y su toxicidad. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

2.1.1. Características Físicas

Existen diferentes características físicas, además de las mencionadas previamente, transmitancia, temperatura, conductividad, distribución de tamaño de partículas. Se enfoca principalmente en los sólidos totales y

sólidos volátiles totales ya que son unos de los parámetros importantes de diseño para distintos sistemas de tratamiento de aguas residuales. (Metcalf & Eddy, 1996)

2.1.1.1. Sólidos Totales

Los sólidos totales se refieren a todos los sólidos presentes en el agua, siendo expresado en concentración de masa de sólidos por unidad de volumen de agua (mg/L). El ensayo para su determinación consiste en calentar una muestra de agua (generalmente de 50mL) a una temperatura de 104°C (con precisión de $\pm 1^\circ\text{C}$) por 24 horas, determinando luego la masa del residuo remanente al evaporarse el agua. La relación entre la masa del residuo y el volumen utilizado de agua es la cantidad de sólidos totales en el agua y se representa como ST. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

2.1.1.2. Sólidos Volátiles Totales

Los sólidos volátiles totales se refieren a los sólidos que se volatilizan (evaporan o incineran) al someter los sólidos totales a una temperatura de 550°C (con precisión de $\pm 50^\circ\text{C}$) por 24 horas. Así como los sólidos totales, se expresan en concentración de sólidos por unidad de volumen (mg/L). Se debe pesar la masa que permanece luego de la incineración

y la diferencia respecto a la masa de los sólidos totales representa la masa de los sólidos volátiles totales, abreviados como SVT. La relación entre esta masa y el volumen utilizado en la muestra de agua es la cantidad de SVT. (OSMAN, 2014)

2.1.2. Características Químicas

Las características químicas se clasifican en dos grandes grupos, inorgánicas y orgánicas. Entre las características inorgánicas se encuentran el nitrógeno, fósforo, pH, alcalinidad, metales y gases, mientras que las orgánicas son las demandas de oxígeno en el agua (química DQO y bioquímica DBO) así como el carbono orgánico total (COT). (Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua, 2003)

Para una zona mayormente residencial, como la ciudad de Durán, los componentes más críticos de diseño son por nitrógeno y por demanda bioquímica de oxígeno. El nitrógeno es un nutriente utilizado por los microorganismos, por lo que es una medida para relacionar el crecimiento biológico presente en el agua así como su grado de descomposición. Para obtener el nitrógeno se utiliza el ensayo de Nitrógeno Kjeldahl. La demanda bioquímica de oxígeno permite medir el oxígeno disuelto consumido por los microorganismos en el proceso de

descomposición de materia orgánica. (Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua, 2003)

2.1.2.1. DBO

El análisis de la demanda bioquímica de oxígeno permite relacionar el consumo de oxígeno de los microorganismos con el estado del agua. En aguas altamente contaminadas, donde existe gran cantidad de microorganismos así como materia orgánica, el valor del DBO es alto. El agua puede ser estabilizada biológicamente introduciendo una cantidad de oxígeno igual a la demanda obtenida en el ensayo. En caso de no ser tratada el agua, la demanda de oxígeno seguirá produciéndose y la estabilización pierde su propósito. (CRICYT, 2004)

El ensayo de DBO consiste principalmente en utilizar una botella llena de muestra del agua residual junto con agua de dilución no inoculada, que tiene una capacidad de 300 mL de volumen. La relación del volumen de muestra utilizada respecto al volumen de la botella se conoce como fracción volumétrica. Se debe medir la concentración de oxígeno disuelto inicial en la mezcla dentro de la botella. Se mantiene la botella cerrada durante el tiempo de incubación para permitir el crecimiento de los microorganismos. La temperatura se debe mantener constante durante el periodo de incubación para asegurar que el resultado no sea

afectado por cambios de temperatura. Finalmente se realiza la medición final de la concentración de oxígeno disuelto. La relación entre la diferencia de oxígeno disuelto con la fracción volumétrica de la muestra es el valor de DBO y se expresa en mg/L. (GeoCities, 2009)

2.1.2.2. Nitrógeno Kjeldahl

La presencia del nitrógeno en un cuerpo de agua permite el crecimiento de organismos, consumiendo oxígeno y finalmente el agua deja de ser apta para la vida de los seres vivos. El nitrógeno Kjeldahl expresa la concentración de la combinación del nitrógeno de proveniencia orgánica y amoniacal. La demanda de oxígeno se produce tanto por carbono y nitrógeno, la cantidad de nitrógeno, por lo general, oscila por la quinta parte del valor de DBO. (Ambientum, 2002)

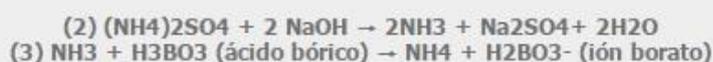
El ensayo consiste en tres procedimientos bases, el de digestión, destilación y de titulación. En el proceso de digestión se descompone el nitrógeno (orgánico y amoniacal) al hervir la mezcla de la muestra con ácido sulfúrico a 50°C, obteniendo sulfato de amonio. En la destilación, el amoníaco liberado en la reacción química se retiene con una solución de ácido bórico. El proceso de titulación se refiere a la valoración de la cantidad de amonio que se encuentra presente en la muestra a partir de la cantidad retenida por el ácido bórico. (Grupo Selecta, 2012)

REACCIONES LLEVADAS A CABO EN EL MÉTODO DE KJELDAHL

DIGESTIÓN



NEUTRALIZACIÓN Y DESTILACIÓN



TITULACIÓN

El anión borato (proporcional a la cantidad de nitrógeno) es titulado con HCl (o H₂SO₄) estandarizado:



Figura 1. Reacciones llevadas a cabo en método Kjeldahl (Grupo Selecta, 2012)

2.2. Sistemas de evacuación de aguas negras

La evacuación de aguas residuales ha sido un constante proceso evolutivo desde épocas antiguas, donde se usaban letrinas y se enterraban los desechos. A medida que avanzó la tecnología, también cambió de manera proporcional el sistema primitivo de disposición de aguas negras a un sistema de tuberías donde el fin era transportar fuera del área residencial de los habitantes las aguas residuales y descargarlas en cuerpos de aguas. Esta práctica es la más utilizada hasta el día de hoy, pero con el nivel industrial y la cantidad sobre poblacional actual, la concentración de contaminantes es muy alta y afecta drásticamente al

medio ambiente y en consecuencia a los habitantes. (Vázquez Arenas, 2012)

Por este motivo el agua debe ser previamente tratada antes de que pueda ser descargada a cualquier efluente o reutilizada mediante sistemas de tratamientos primarios y secundarios. Las tuberías con las que se transportan las aguas negras trabajan a gravedad o por presión dependiendo la topografía y características del terreno. (Vázquez Arenas, 2012)

Los sistemas pueden ser separados o combinados, los sistemas combinados se usan para transportar aguas residuales y pluviales pero tiene la peculiaridad de contaminar las aguas provenientes de las lluvias. Los sistemas separados son más comunes en la actualidad y usan sistemas individuales con el fin de abaratar costos y reducir el caudal con el que se ingresa al sistema de tratamiento. (Ministerio de Desarrollo Económico – Colombia, 2010)

2.2.1. Dotación y factores de mayoración y de retorno

Para el diseño de un sistema de tratamiento es necesario definir el caudal que será tratado. Para obtener este caudal se debe realizar un estudio en el que se obtendrá la cantidad de aguas residuales generadas

por las viviendas en un sector promediadas y distribuidas por unidad de área. A este caudal se lo conoce como dotación. (Talarico, 2009)

La dotación de un sector depende de varios factores como el factor socioeconómico, el factor cultural, factor poblacional y el uso del agua. Una zona industrial va a tener un caudal muy distinto a una zona rural o una zona residencial.

La dotación en zonas residenciales se la determina mediante la densidad poblacional del sector en cuestión y se debe considerar su incremento constante para obtener un valor que represente a la realidad. Existen valores normados y sugeridos que se basan en experiencia y en datos estadísticos expuestos con un debido factor de seguridad que unificarán metodologías de diseño. (Talarico, 2009)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece un rango de dotación de agua según el tipo de edificación al cual es distribuido. Esta dotación es un valor base que se utiliza para determinar caudales de diseño en distribución de agua potable y evacuación de agua residual.

Los valores se muestran en la siguiente tabla:

Tipo de edificación	Unidad	Dotación
Bloques de viviendas	L/habitante/día	200 a 350

Tipo de edificación	Unidad	Dotación
Bares, cafeterías y restaurantes	L/m ² _{área útil} /día	40 a 60
Camales y planta de faenamiento	L/cabeza	150 a 300
Cementarios y mausoleos	L/visitante/día	3 a 5
Centro comercial	L/m ² _{área útil} /día	15 a 25
Cines, templos y auditorios	L/concurrente/día	5 a 10
Consultorios médicos y clínicas con hospitalización	L/ocupante/día	500 a 1000
Cuarteles	L/persona/día	150 a 350
Escuelas y colegios	L/estudiante/día	20 a 50
Hospitales	L/cama/día	800 a 1300
Hoteles hasta 3 estrellas	L/ocupante/día	150 a 400
Hoteles de 4 estrellas en adelante	L/ocupante/día	350 a 800
Internados, hogar de ancianos y niños	L/ocupante/día	200 a 300
Jardines y ornamentación	L/m ² /día	2 a 8
Lavanderías y tintorerías	L/kg de ropa	30 a 50
Mercados	L/puesto/día	100 a 500
Oficinas	L/persona/día	50 a 90
Piscinas	L/m ² _{área útil} /día	15 a 30
Prisiones	L/persona/día	350 a 600
Salas de fiesta y casinos	L/m ² _{área útil} /día	20 a 40
Servicios sanitarios públicos	L/mueble sanitario/día	300
Talleres, industrias y agencias	L/trabajador/jornada	80 a 120
Terminales de autobuses	L/pasajero/día	10 a 15
Universidades	L/estudiante/día	40 a 60
Zonas industriales, agropecuarias y fábricas	L/s/Ha	1 a 2

Tabla I. Dotaciones según el uso específico del agua (Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo 16, 2011)

El factor de mayoración es un factor utilizado como factor de seguridad para poder satisfacer, en los análisis, un mayor caudal en caso de

presentarse consumos mayores al usual por distintos factores, como eventos inesperados, aumento en temperatura climática, etc. Este factor de mayoración debe ser el respectivo factor para el caudal máximo diario, debido a que el caudal que ingresa a los sistemas de tratamiento es constante y por lo tanto su diseño se basa en el caudal diario. El factor de mayoración K se toma usualmente de 1,25 para cualquier nivel de servicio de agua. (Código de Práctica Ecuatoriano – INEN, 1997)

El coeficiente de retorno es una medida que relaciona el caudal poblacional de aguas residuales con el caudal promedio obtenido para dar sustento a la realidad. Este factor y dependen del sector y sus características, la empresa Interagua en su folleto de diseño sugiere un valor entre 0,8 y 0,9. (Interagua, 2013)

2.2.2. Red de Alcantarillado

Todo sistema de evacuación de aguas residuales se basa en una red de alcantarillado, la cual permite recorrer las viviendas o puntos de generación de aguas residuales evacuados. Para hablar sobre el diseño de una red de alcantarillado se deben tener en cuenta parámetros como la topografía del terreno, la forma de las viviendas, el tamaño de las tuberías a utilizar, el material de las tuberías a utilizar, y las pérdidas de carga que se generen. (Interagua, 2013)

La topografía del terreno es fundamental para el diseño de las redes de alcantarillado ya que estas no trabajan por sistemas de bombeo, sino por gravedad y para este fin se manejan pendientes de tuberías y pendientes de terreno. Las pendientes mínimas de las tuberías se muestran de acuerdo con su diámetro y material respectivo en la tabla siguiente:

Diámetro	Material	Pendiente Mínima %
150	PVC	0.33
200	PVC	0.30
250	PVC	0.24
300	PVC	0.20
350	PVC	0.16
400	PVC	0.14
450	PVC	0.13
500	PVC	0.12
600	PVC u Hormigón Armado	0.11

Tabla II. Diámetros y pendientes de diseño mínimas en función del material. (Interagua, 2013)

Además, se indica que en lo posible en el tramo donde comience la red se use una pendiente del 5/1000. La pendiente de diseño por ningún motivo puede ser mayor a la pendiente del terreno y las tuberías instaladas deben ser colocadas a 80cm bajo la superficie peatonal como mínimo y a 1,20m bajo el pavimento para asegurar su estado y ubicación. (Interagua, 2013)

El material utilizado en las tuberías de la red de alcantarillado, comúnmente es el PVC (polivinilo de carbono) que es un tipo de plástico.

El PVC posee capacidades suficientes para soportar la carga que genera esta labor y una superficie que reduce en un gran porcentaje las pérdidas por fricción. Este material es muy utilizado por su economía, ya que se encuentra prácticamente en todas las ferreterías y distribuidores de materiales de construcción del país y por el bajo costo de manufacturación. Otro material a usar es el hormigón, las tuberías de hormigón han sido utilizadas desde mucho antes que el PVC saliera al mercado. Estas, en la actualidad se usan en caso de requerir diámetros grandes, para los que el PVC sería muy costoso manufacturar y mantener la resistencia necesaria. (Interagua, 2013)

Otro factor muy importante a considerar en el diseño de redes de alcantarillado es la velocidad de diseño. La empresa Interagua provee de una tabla con velocidades permitidas para cada tipo de material como se muestra:

Material	Velocidad máxima (m/s)
PVC	6
Concreto Centrifugado	4
Concreto Normal	2
Concreto con recubrimiento centrifugado	2.5
Gres diámetro 150 a 200 mm	2.5
Gres diámetro mayores a 200 mm	3.5

Tabla III. Velocidades de diseño máximo en función del material. (Interagua, 2013)

2.2.2.1. Parámetros de diseño de red de alcantarillado

Si bien conocemos que existe una manera de relacionar el diámetro de la tubería, el caudal que pasa por la misma y la velocidad, no es verdad que pueda aplicarse la ecuación de la continuidad estudiada por medios hidráulicos. Se debe recordar y tener en cuenta que la tubería no trabaja a su máxima eficiencia utilizando el área transversal completa que posee, y también se deben considerar las pérdidas de carga que se generan para lograr un análisis más detallado. La carga hidráulica es del 75% de la sección de la tubería. (Chow, 1994)

Para el diseño de la red de aguas residuales se considera un valor razonable de tubería que cumpla con el diámetro mínimo de tubería y luego mediante un sistema iterativo se usa la ecuación de Manning, la cual se escribe:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2} \text{ [Ec. 1]}$$

Esta ecuación propuesta por Robert Manning, como una evolución de la ecuación de Chezy, es una relación que toma en cuenta el llenado de la tubería mediante el radio hidráulico (este es una relación entre la sección transversal con respecto al perímetro mojado), la pendiente del tramo

analizado y un coeficiente que es propio del material. Comenzando con una premisa coherente, el caudal de diseño proveniente de la dotación se puede llegar a una distribución y corrección de tal manera que las pérdidas se mantengan al mínimo. (Metcalf & Eddy, 1996)

2.2.3. Tanque séptico

Son estructuras diseñadas para el almacenamiento y tratamiento preliminar de aguas negras generadas en residencias de menor tamaño o sitios donde la dotación de agua sea relativamente pequeña. Funciona como un sistema físico dejando reposar el agua de tal manera que los sólidos se sedimenten y se descompongan en la parte inferior del tanque. Una vez descompuestos los gases generados por esta descomposición se mantendrán en la parte superior fuera del límite de agua residual llevando consigo parte de sólidos descompuestos formando una capa superficial o nata. El tanque trabaja en condiciones anaerobias. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)

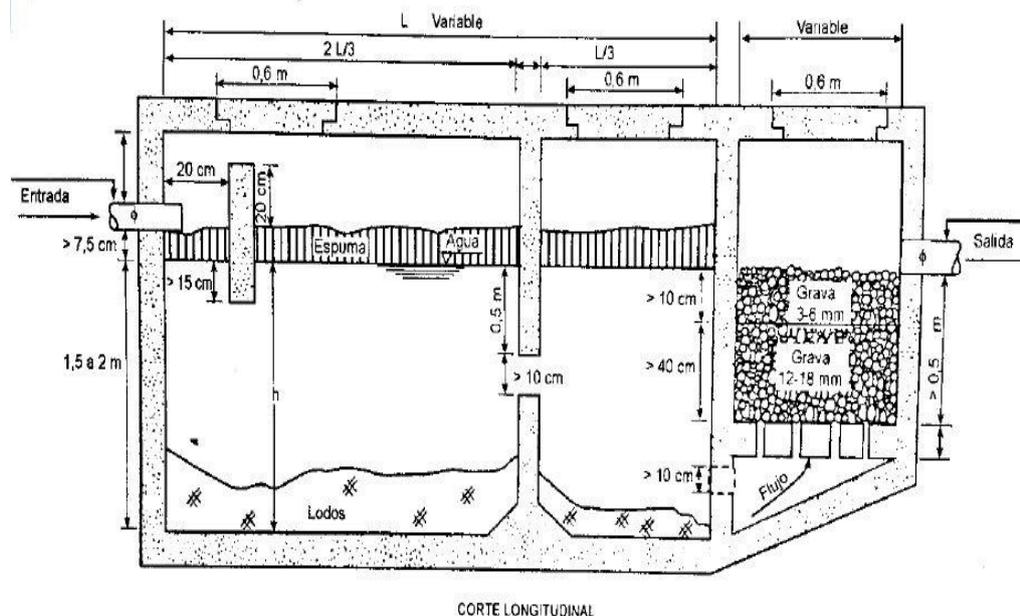


Figura 2. Esquema de diseño de un tanque séptico. (Romero Rojas, 2008)

Los sólidos que se encuentran en el fondo serán tratados como lodos mientras que el agua mediamente tratada se debe transportar, al momento de la extracción del agua una cantidad considerable de sólidos se mezclan con el agua volviéndola difícil de tratar. Luego pasa a campos de percolación donde continúa el tratamiento o son transportados por camiones con tanques especiales. Considerando los defectos que el tanque posee, se han dejado de utilizar mucho en los últimos años, y se ha optado por la utilización de los tanques de doble acción o Imhoff. (Instituto de Construcción y Gerencia, 2006)

2.2.4. Tanque Imhoff

También llamados tanques de doble acción, son una versión corregida de los tanques sépticos, entran en la categoría de tratamiento primario y son eficaces para ser usados en zonas con población media baja como ciudades pequeñas. El agua tratada se mantiene prácticamente separada de los lodos que se acumulan en la parte de inferior del tanque, debido a sus cámaras que acumulan y preparan los lodos para ser transportados por tuberías. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)

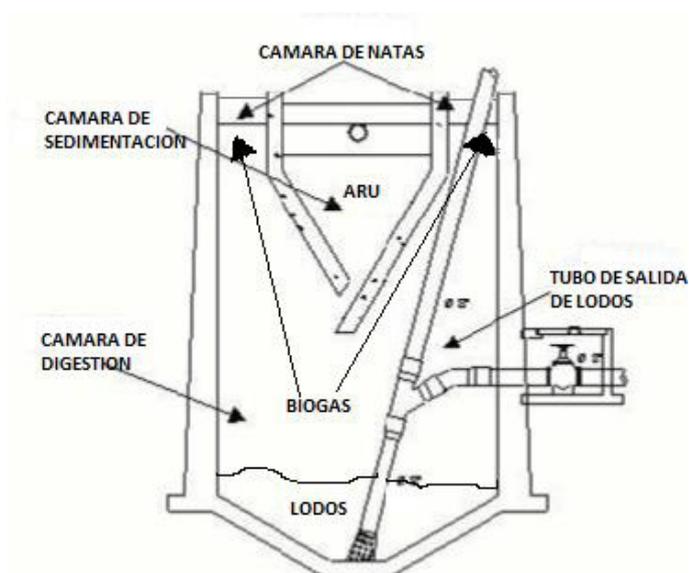


Figura 3. Partes de un tanque Imhoff. (Tec Depur Ingeniería)

El tanque se puede separar en 3 partes principales, la primera es la cámara de acumulación de agua tratada donde el agua que estuvo en

reposo ya se encuentra estabilizada y se transporta a los campos de percolación. La segunda parte es la cámara de lodos donde los sólidos ya descompuestos se acumulan y posee una vía de extracción para que estos sean tratados. La tercera parte es la cámara de natas, donde estas se acumularan y serán removidas mediante barrido superficial o distintos métodos. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)

Existen muchas ventajas de usar los tanques Imhoff, entre los cuales están el uso reducido de área de construcción para el mismo, el mantenimiento es sencillo y no requiere que se lo haga en lapsos cortos de tiempo, tiene un bajo costo de operación. También existen ciertas desventajas como la cantidad de materia orgánica y concentración biológica del efluente y debido a que se trata de un tratamiento anaerobio se producen malos olores por lo que no se recomienda que se ubiquen cerca de una zona residencial. (UNATSABAR, 2006)

2.3. Marco Legal

El Texto Unificado de Legislación Secundaria y Medio Ambiente es el documento legal que resumen todas las leyes y normas que juegan un papel en el desarrollo y protección del medio ambiente en el Ecuador. Este documento previamente llamado Texto Unificado de Legislación

Ambiental Secundaria fue puesto en vigencia desde el año 2008 pero fue considerado desde el año 1999. La norma especifica límites máximos o mínimos permisibles que pueden tolerarse para mantener el impacto ambiental al mínimo, incluyendo competencias de construcción y diseño de sistemas de tratamiento. Para el fin de este estudio, se analizará y se anexará el Libro VI Anexo 1 del T.U.L.S.M.A.

2.4. Tratamiento de aguas residuales

El tratamiento de aguas residuales son combinaciones de distintos procesos que tienen como fin la remoción de diferentes contaminantes presentes. La remoción debe realizarse hasta adquirir los niveles admisibles estipulados por la legislación ambiental respectiva. El grado de tratamiento que se utiliza depende del uso que tendrá el efluente del agua tratada, por ejemplo si es para algún uso específico o si es vertido a cuerpos de agua. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)

Existen diferentes procesos para tratamientos de aguas residuales, que pueden involucrar procesos aerobios o anaerobios. Entre los diferentes tratamientos existentes se encuentran los tratamientos primarios y secundarios. Los procesos primarios son aquellos que se aplican

procedimientos no biológicos como: sedimentación, filtración, desbaste, flotación, coagulación y floculación. Los tratamientos secundarios son aquellos que usa agentes biológicos o químicos en el proceso como lo son las lagunas de estabilización, lodos activados, humedales y desinfección con agentes químicos como la cal. El tipo de tratamiento depende del grado de remoción que se desea realizar así como el tipo de los contaminantes presentes y de la finalidad del efluente tratado. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

2.4.1. Sistemas de tratamientos primarios

2.4.1.1. Sedimentación

Es una operación física unitaria comúnmente usada en plantas de tratamiento y en distintas industrias por su fácil aplicación y su uso versátil. Consiste en remover partículas cuyo peso específico sea mayor al del agua mediante fuerzas de gravedad. Estas partículas van desde arenas hasta materia orgánica de gran tamaño pero que pasaron en procesos previos como desbaste. Se realiza mediante un reactor donde el agua será colocada en reposo para que las partículas se depositen en el fondo formando lodos para tratamiento posteriores de los mismos. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)

Existen 4 tipos de sedimentación: de partículas discretas, donde se eliminan las arenas del efluente clarificado considerando las partículas como objetos individuales sujetos a la gravedad; floculenta, se eliminan sólidos que se han unidos para formar partículas más grandes y se muestra una distribución más diluida; retardada, se considera que la remoción de las partículas es interrumpida por partículas vecinas; y compresión, donde ya se observa un efluente más clarificado y se observan los sólidos colocados con capas. (Zarate Romano, 1995)

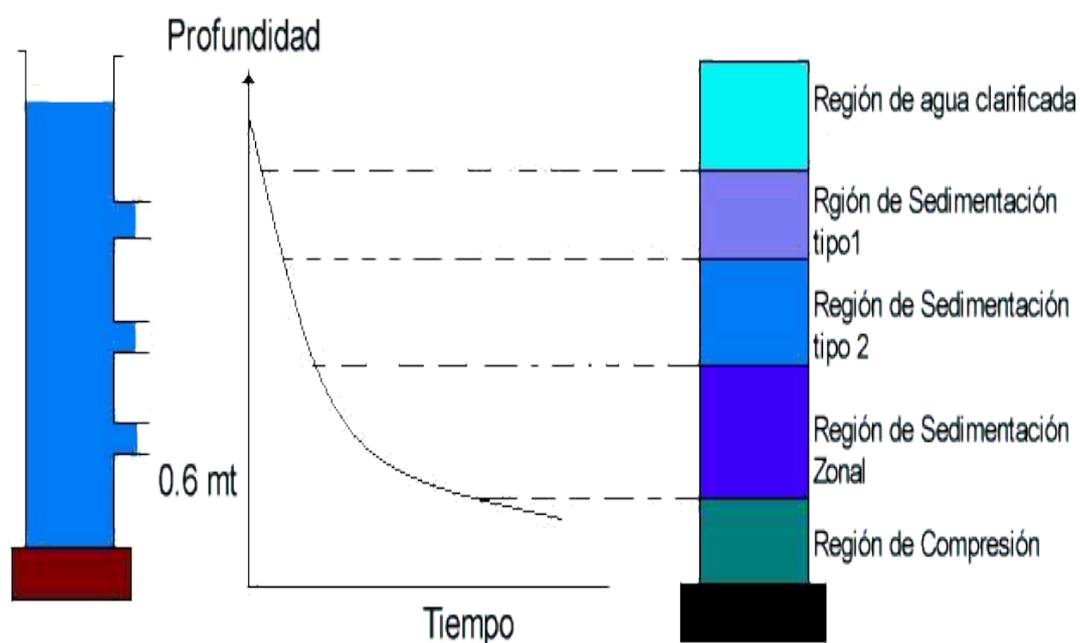


Figura 4. Tipos de sedimentación (Metcalf & Eddy, 1995)

Los sedimentadores son más eficaces mientras mayor sea su capacidad en longitud, ya que estos se diseñan para una partícula de diseño. Siendo un proceso físico no requiere energía eléctrica para que funcione

lo cual lo vuelve altamente económico pero su efectividad disminuye con respecto a la concentración del agua. (Metcalf & Eddy, 1995)

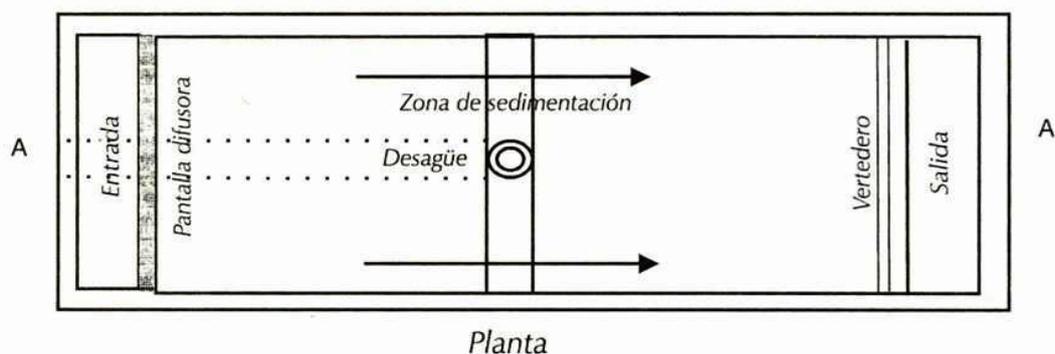


Fig. 25. Planta de un sedimentador

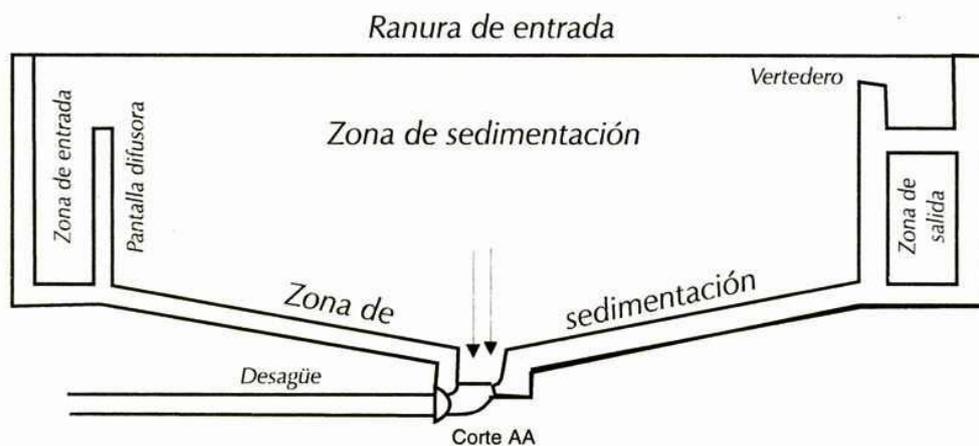


Figura 5. Corte longitudinal y vista en planta del sedimentador diseñado (Sistema de bibliotecas SENA, 2014)

2.4.1.2. Desbaste

El proceso de desbaste consiste en dirigir el agua residual hacia tamices y rejas que puedan retener los sólidos de gran tamaño. Estos pueden ser

fijos o rotarios dependiendo su uso como sistema de protección para ciertos equipos o para reducir el tamaño de partículas para tratamientos posteriores. (Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua, 2003)



Figura 6. Rejas y tamices en acción (EMSHI, 2014)

Por su estructura, los tamices no pueden ser menores que los especificados en la tabla ya que se podrían dañar con su uso.

Tipo de dispositivo	Tamaño	Intervalo de paso (cm)	Material	Aplicación
Rejas de barras	Grueso	1,5 – 3,75	Acero, acero inoxidable	Pre tratamiento

Tipo de dispositivo	Tamaño	Intervalo de paso (cm)	Material	Aplicación
Tamices inclinados (fijo)	Medio	0,025 – 0,25	Malla de cuña de acero inoxidable	Tratamiento primario
Tamices inclinados (gira)	Grueso	0,075 x 0,225 x 5,0	Placas de bronce o de cobre pulido	Pre tratamiento
Tamices de tambor (gira)	Grueso	0,25 – 0,5	Malla de cuña de acero inoxidable	Pre tratamiento
	Medio	0,025 – 0,25	Malla de cuña de acero inoxidable	Tratamiento primario
	Fino	6 – 35 micras	Malla de poliéster y de acero inoxidable	Eliminación de sólidos en suspensión residuales secundarios
Disco giratorio	Medio	0,025 – 0,1	Acero inoxidable	Tratamiento primario
	Fino	0,0025 – 0,05	Acero inoxidable	
Centrifugo	Fino	0,005 – 0,05	Acero inoxidable, poliéster y diversos tipos de telas	Tratamiento primario, secundario con tanque de sedimentación, y eliminación de sólidos en suspensión residuales secundarios

Tabla IV. Descripción de los dispositivos de desbaste más comunes (Metcalf & Eddy, 1995)

2.4.1.3. Filtración

Es el proceso por el cual el agua, que ha pasado por procesos previos de tratamiento, pasa a través de lechos de material granular permeable de tal manera que disminuya la DBO. Funciona mediante flujo en los espacios de vacío del material granular utilizando la fricción de las partículas para que los sólidos se retengan mientras que el agua pasa. Utilizar un solo lecho filtrante no generará una remoción adecuada, por este motivo se debe usar un medio constante pero esto disminuye su resistencia. (Lenntech, 2014)

Para lograr una mayor remoción se usan varias capas a las cuales se le debe dar un mantenimiento para que se mantenga funcional mediante retro lavado. (Romero Rojas, 2008)

2.4.1.4. Tanque Preaeración

Previa a la sedimentación, en ciertos casos se recomienda un tratamiento de aeración para disminuir la DBO, obtener una mayor remoción de sólidos en suspensión y facilitar el tratamiento de grasas y aceites. Esto se logra al agregar aire en un reactor en constante mezclado para que se formen flóculos a su vez y sean fáciles de remover

en el proceso de sedimentación. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)



Figura 7. Ejemplo de tanque de preaeración (ADI, 2014)

2.4.2. Lagunas de estabilización

La laguna de estabilización es un método de tratamiento de aguas residuales cuya operación y mantenimiento es más económico comparado con otros métodos establecidos. Este proceso consiste principalmente en un estanque, excavado, que retiene el agua por un tiempo alto, de meses. Este tiempo permite la autodepuración, es decir, la degradación de la materia orgánica de manera natural. (Guía Ambiental, 2011)

Una laguna aerobia es aquella que presenta carga orgánica baja de tal manera que siempre existe una cantidad de oxígeno disuelto en el agua.

Por lo general, estas lagunas son de profundidades pequeñas, máximo entre uno a dos metros, de manera que la intemperie proporcione suficiente oxígeno al agua. Laguna anaerobia es aquella en que no hay presencia de oxígeno disuelto, por lo general por carga orgánica alta y son de mayor profundidad (3m o más) y son recubiertas. La laguna facultativa presenta características aerobias cerca de su superficie y anaerobias en su parte inferior, es un proceso intermedio entre ambas. (Ingeniero Ambiental, 2008)



Figura 8. Ejemplo de laguna aerobia. (CYTED, 2014)

Las lagunas aerobias no son muy utilizadas, ya que por tener poca profundidad, requieren de grandes extensiones para obtener volumen de diseño alto para la retención de meses. Las lagunas anaerobias presentan mayor uso para tratamiento de desechos industriales, en cambio las facultativas son las más utilizadas, generalmente por su menor profundidad que las anaerobias, además de presentar mayor remoción. De manera adicional, se realizan lagunas facultativas a

continuación de una laguna anaerobia para obtener mayor remoción de contaminantes en las aguas industriales. (CONAGUA, 2007)

Las lagunas anaerobias presentan distintas ventajas comparada con lagunas aerobias como la baja producción de lodos biológicos así como la baja necesidad de nutrientes. También facilita su diseño por no requerir oxígeno, aunque la remoción del DBO es incompleta y genera olores desagradables por la acumulación sin oxígeno. El diseño de esta laguna se basa en la tasa de carga orgánica (superficial y volumétrica) que entra al reactor, en complemento con el tiempo de retención hidráulico. Por lo general este tipo de lagunas remueve hasta el 50% de DBO usando procedimiento estándar con sedimentación. (CONAGUA, 2007)

Las lagunas aerobias requieren de oxígeno en el agua para aumentar el consumo del mismo y permitir el crecimiento de las bacterias. Con el aumento del DBO, la remoción se realiza mediante proceso de sedimentación de acuerdo al tiempo de retención hidráulico de diseño. Además del oxígeno provisto por la atmósfera, una laguna aerobia puede ser diseñada empleando también algas que proporcionan el oxígeno por medio del proceso de la fotosíntesis de manera natural. Una laguna aerobia puede considerarse como laguna aireada cuando se realiza un

suministro adicional de oxígeno por medios mecánicos. (Rodríguez Serrano, 2009).

Las lagunas facultativas, como las lagunas anteriores, se diseñan en base a la tasa de carga de DBO que reciben. Así como las lagunas aerobias, pueden diseñarse con empleo de algas para proporcionar oxígeno a la parte superior de la laguna, mientras que en la parte inferior (anaerobia) se digiere los sólidos sedimentados por los microorganismos. En todos los diseños, los tiempos de retención determinados es en base a la carga de DBO del afluente así como la del efluente. (GeoCities, 2009)

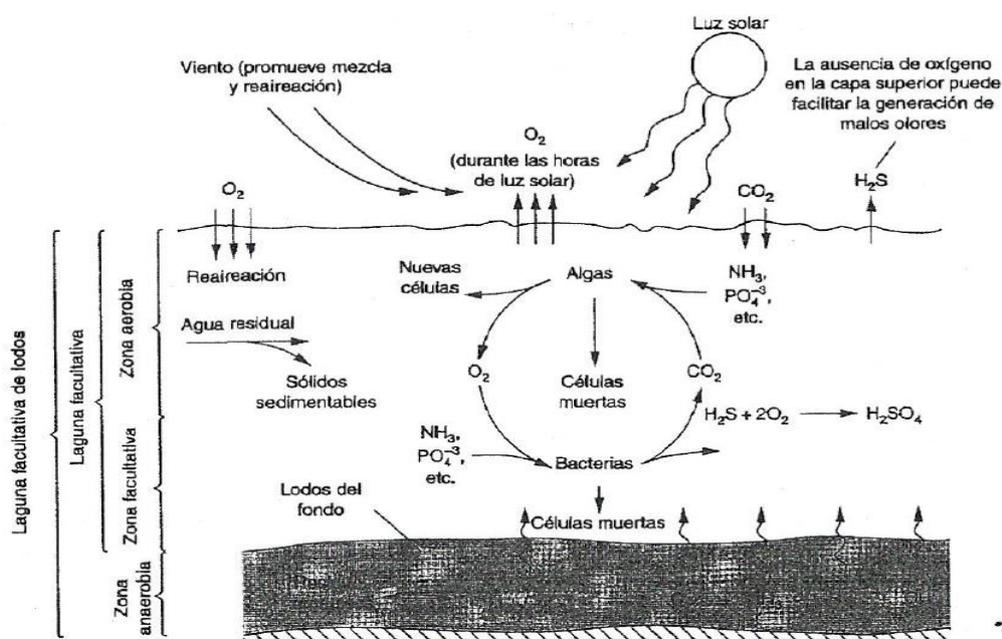


Figura 9. Funcionamiento de lagunas facultativas. (Crites & Tchobanogous, 2000)

Entre las principales ventajas de cualquier tipo de laguna se encuentran que requieren muy poco suministro de energía por ser un proceso natural, su mantenimiento y limpieza consiste principalmente en eliminar el material acumulado y flotante luego de gran acumulación. Sin embargo, entre sus desventajas se encuentra el largo tiempo de retención hidráulico así como la gran extensión de terreno requerido, además de posible concentración de insectos por el agua residual estancada. (GeoCities, 2009)

Existen distintos factores que pueden afectar el proceso y eficiencia de la laguna de estabilización como la cinética de las reacciones, en base a los coeficientes cinéticos. En ciertos casos se realiza un prediseño con cortos tiempos de retención hidráulica, determinando el DBO del efluente. De los datos se determina los coeficientes cinéticos del agua y el cálculo del tiempo de retención hidráulico de diseño. (Rodríguez Serrano, 2009)

La variación de la temperatura también afecta el proceso de descomposición y tratamiento dentro de la laguna de estabilización. La reducción de temperatura disminuye la actividad microbiológica por lo que no existe descomposición de la materia orgánica. Aproximadamente una disminución de 10°C puede ocasionar una reducción de actividad de hasta un 50% de los valores realizados en la etapa de diseño. Si la

temperatura es menor a 17°C, la actividad es casi nula. Otro factor es la radiación solar, especialmente al usar algas en las lagunas, la velocidad de crecimiento de éstas dependerá de la penetración de la luz en el agua. Por la gran extensión del terreno y el sol, existe fenómeno de evaporación, por lo que la concentración de sólidos aumenta relativamente por menor volumen de agua. Esta concentración puede ser mayor que la diseñada por lo que los efluentes pueden excederse del límite permitido de contaminación. (Rodríguez Serrano, 2009)

2.4.3. Lodos activados

Cada tratamiento mencionado previamente e incluyendo a los que continúan, remueven carga contaminante de distintas maneras y con distintos métodos, pero todo ese residuo removido al cual se le conoce como lodos, debe ser tratado antes de disponer del mismo. El método de tratamiento para estos lodos más común a utilizar es el de lodos activados, el cual consiste en colocar en contacto la materia orgánica con la masa floculenta de microorganismos generados en un tanque de aireación. Estos se alimentan de la misma logrando que ganen propiedades de adsorción de materiales coloidales y suspendidos, los que deben ser retirados para lograr un efluente más clarificado. (Romero Rojas, 2008)

En la siguiente figura se muestra la relación del tiempo de contacto con el porcentaje de materia orgánica removida en función de la adsorción:

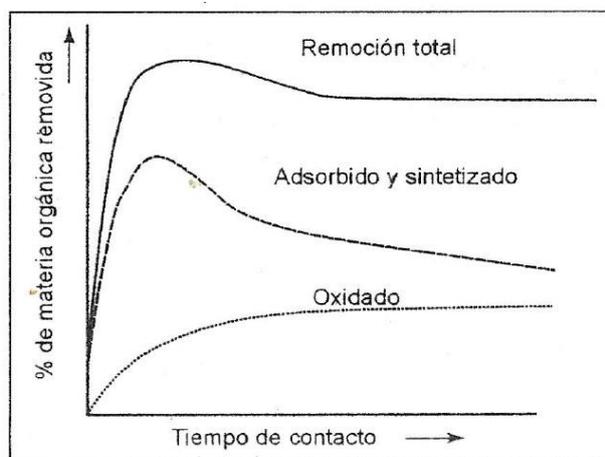


Figura 10. Remoción de material orgánico en función del tiempo. (Romero Rojas, 2008)

El propósito del sistema es mantener un ambiente de aguas negras con oxígeno disuelto en constante circulación para la proliferación microbial, pero la reproducción en el estado de entrada de lodos no es suficiente para abastecer el ambiente adecuado. Para lograr esto, se debe adicionar más organismos, colocados y distribuidos estratégicamente para mantener al máximo su eficiencia. El sistema consiste en un sedimentador primario, donde se decantaran la mayor cantidad de material antes de ser enviados al reactor principal, que es donde el tanque de aireación adicionara el oxígeno disuelto necesario justo después del ingreso de organismos. (Lenntech, 2014)

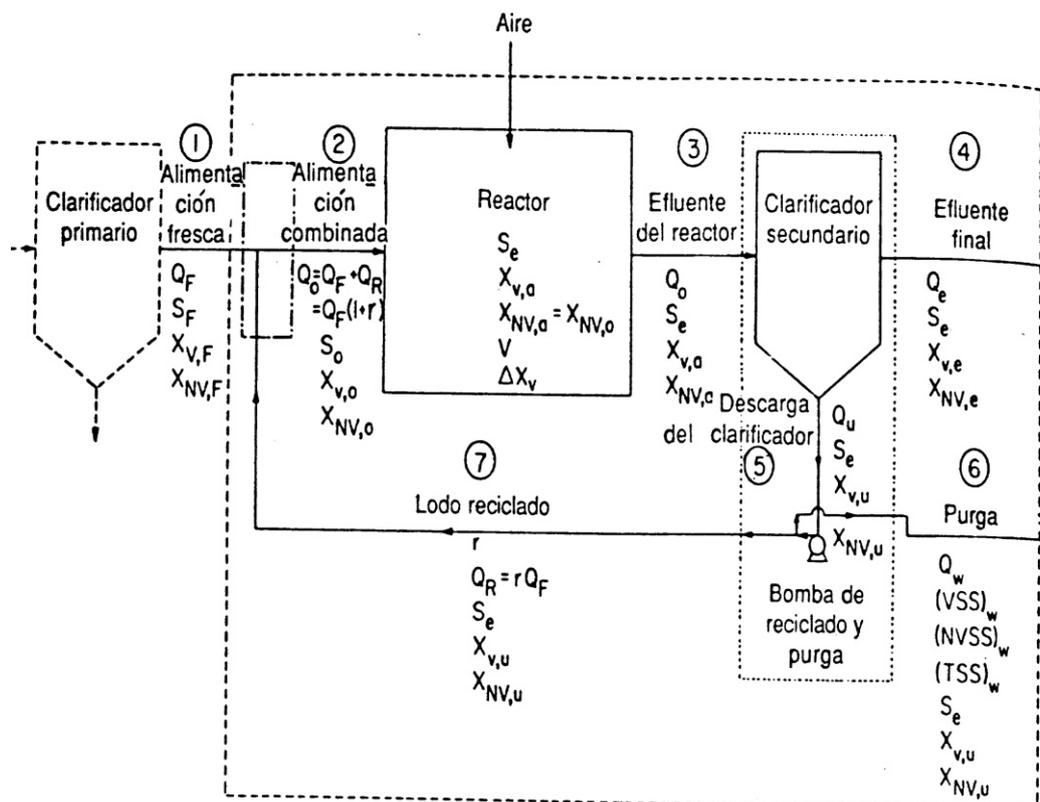


Figura 11. Esquema básico de un sistema de lodos activados (Ramalho, 2003)

Una vez que se formen los floculos o núcleos formados de solidos suspendidos y coloidales, se ingresa al sedimentador secundario. En este reactor se vuelve a dejar en reposo a los lodos para que se decanten la mayor cantidad de material orgánico posible, el efluente (ahora clarificado) seguirá su camino saliendo del sistema. Los lodos decantados, por propósitos de crecimiento microbial, son recirculados hacia el paso al reactor de aireación, pero antes se debe purgar un porcentaje de los mismos. El propósito de la purga es evitar la saturación de microorganismos en el sistema y disponer de la masa de lodos que ya

no es útil para el tratamiento. No toda el agua es removida en el sistema de lodos activados, pero el proceso de recirculación es una gran ayuda en este proceso. (Ramalho, 2003)

Los lodos dispuestos en el proceso de purga no pueden ser desechados como cualquier sólido o líquido, la carga contaminante es tan alta que se la considera peligrosa y debe manejarse de manera adecuada hacia un relleno sanitario. Existen muchos parámetros para caracterizar los lodos, como el índice volumétrico de lodos y la edad de los lodos, los cuales son esenciales para determinar la variación de tratamiento de lodos activados a utilizar y el diseño de las facilidades. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)

En este tratamiento se requiere de los coeficientes cinéticos (k, k_d, K_s, Y, μ_m), que son coeficientes relacionados específicamente para el proceso de lodos activados. Estos coeficientes son en base a la velocidad de reacción y remoción de contaminantes dentro del tratamiento respectivo. Estos coeficientes son específicos para cada agua residual de acuerdo a su presencia de contaminantes. La determinación de estos coeficientes requiere de resultados basados en experiencia por ensayos, realizados para distintos tiempos de retención hidráulica, que en este caso es igual al de retención celular. Para cada tiempo, se requiere de datos de DBO en el afluente y en el efluente (So y

S) así como de la concentración de sólidos suspendidos volátiles en el afluente (X). (Romero Rojas, 2008)

En base a la ecuación:

$$\frac{X * \theta}{S_o - S} = \frac{K_s}{k} * \frac{1}{S} + \frac{1}{k} \quad [Ec. 2]$$

En un plano cartesiano, se grafica $\frac{X*\theta}{S_o-S}$ vs. $\frac{1}{S}$, donde se obtiene aproximadamente una recta. El corte en las ordenadas corresponde a $\frac{1}{k}$ mientras que la pendiente de la recta corresponde a la relación $\frac{K_s}{k}$. Se obtienen los valores de k y Ks despejando respectivamente en cada caso.

Utilizando la ecuación:

$$\frac{1}{\theta_c} = Y * \frac{S_o - S}{X * \theta} - k_d \quad [Ec. 3]$$

Similarmente, en un plano cartesiano se grafica $\frac{1}{\theta_c}$ vs. $\frac{S_o-S}{X*\theta}$, dando como resultado aproximadamente una recta. De esta recta, el corte en las ordenadas corresponde al valor de $-k_d$ y la pendiente corresponde al

valor del coeficiente cinético Y . Finalmente el último coeficiente cinético utilizado es $\mu_m = k * Y$.

A continuación se muestra una tabla de valores típicos de coeficientes cinéticos de aguas residuales según su origen, que determina el tipo de sustrato presente del contaminante.

Sustrato	Y $\frac{mg\ SSV}{mg\ sustrato}$	μ_m $día^{-1}$	k $día^{-1}$	K_s $\frac{mg}{lt}$	K_d $día^{-1}$	Base del Coeficiente
Residuo doméstico	0,5	-	-	-	0,055	DBO
Residuo doméstico	0,67	-	-	-	0,048	DBO
Residuo doméstico	0,5	13,2	26,4	120	0,06	DBO
Residuo doméstico	0,67	3,84	5,7	22	0,07	DQO
Residuo doméstico	0,67	3,75	5,6	22	0,07	DQO
Glucosa	0,59	1,95	3,3	-	-	DBO
Peptona	0,43	6,24	14,5	65	-	DBO
Residuo gaseoso	0,35	0,35	1,0	0,31	0,031	DQO
Residuo sintético	0,65	-	-	-	0,18	DBO
Pulpa y papel	0,47	-	-	-	0,20	DBO
Procesadora camarones	0,50	-	-	85,5	1,6	DBO
Residuos municipales	0,35 – 0,45	-	-	25 – 100	0,05 – 0,10	DQO
Matadero	0,41	-	0,67	150	0,04	DQO
Soya	0,74	-	16,2	355	0,14	DBO

Tabla V. Coeficientes cinéticos para tratamiento biológico aeróbico según sustratos orgánicos. (Romero Rojas, 2008)

2.4.4. Humedales

Los humedales son aquellas áreas que son consideradas fase intermedia entre sistema acuático y sistema terrestre. Se encuentran saturadas completamente de agua superficial (o subterránea) por tiempo suficiente para crecimiento de vegetación en dichas condiciones. Los humedales son considerados ecosistemas de gran productividad biológica, tanto por crecimiento bacteriano como crecimiento de su vegetación. Proporcionan un tratamiento básico de ciertos contaminantes en el agua, principalmente su vegetación que se alimenta del nitrógeno y fósforo que pueden encontrarse presentes. (Ramírez, 2003)

Existen diferentes humedales naturales, como por ejemplo los lagos, lagunas, esteros, ciénagas y pantanos. Dependiendo del origen de los humedales y según el agua presente, pueden contener desde bajo contenido de materia orgánica (muy oxigenada) o alta materia orgánica y microorganismos (bajo nivel de oxígeno disuelto). Estos humedales pueden ser estancados o de agua con corriente baja (poca circulación). (OpEPA, 2014)

Diferentes sistemas acuáticos, como los humedales, son diseñados artificialmente de acuerdo a sistemas de diseño para el tratamiento de aguas residuales. Los principales sistemas de tratamiento de humedales

artificiales son los de flujo libre (HAFL) y los de flujo subsuperficial (HAFS). Los humedales artificiales también pueden ser productos de alteración y modificación de humedales naturales. Los humedales logran porcentajes de remoción en DBO, sólidos, nitrógeno, fósforo, metales y organismos patógenos. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

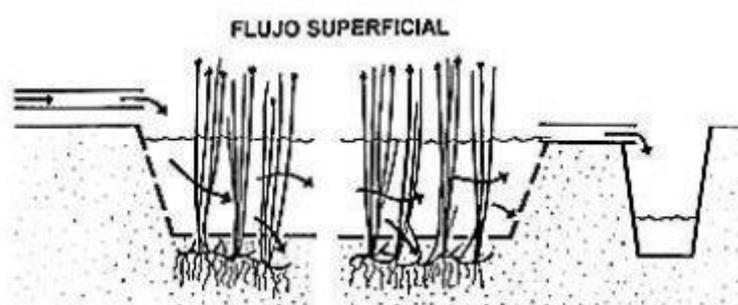


Figura 12. Esquema de humedal de flujo superficial (libre). (UNAD, 2012)

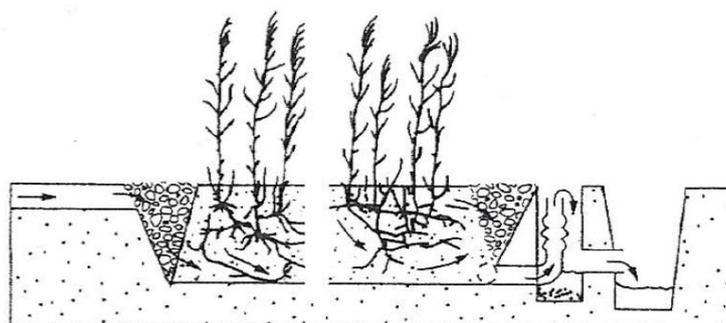


Figura 13. Esquema de humedal de flujo subsuperficial. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Los HAFL tienen vegetación parcialmente sumergida y una profundidad baja, entre 10 a 45 cm generalmente, constituido en su fondo con una

capa de suelo impermeable o por una barrera impermeabilizante. El tratamiento del agua residual se produce durante el flujo del agua a través del humedal (vegetación). La vegetación consume ciertos nutrientes presentes así como al producir un incremento de microorganismos, éstos se sedimentan y se remueven del humedal posteriormente. En el HAFS, el nivel del agua se encuentra por debajo de la superficie del terreno. El flujo del agua se produce a través de una capa permeable (de 0,45 a 1 metro de grava o arena) y la vegetación penetra hasta el fondo de dicha capa hasta el suelo natural, que puede ser un lecho a un metro de profundidad. Este tipo de humedal presenta un mayor costo que el de flujo libre, especialmente por el material que se debe emplear en la capa del flujo de agua. Este tipo de flujo es preferible en climas fríos por no estar en contacto directo con la atmósfera y existe una ligera protección térmica. (Romero Rojas, 2008)

Los humedales logran una remoción mínima de 50% de DBO, un diseño correcto logra remociones mayores al 80% tanto en DBO, sólidos suspendidos así como en nitrógeno. El beneficio de la vegetación en los humedales es la transferencia del oxígeno de la planta hacia el agua por la raíz. Éste fenómeno de fotosíntesis permite introducir el oxígeno a zona más profunda que por la radiación solar. Además la vegetación muerta (restos) sirve de sustrato de microorganismos que ayudan en el

proceso del tratamiento. Estos microorganismos forman una biomasa de mayor proporción, al consumir materia orgánica y los nutrientes, que se sedimenta o se retiene cierta proporción en las mismas plantas y posteriormente son removidas. (Rodríguez Serrano, 2009)

Una consideración que se debe realizar en los humedales, es la composición del DBO del efluente, que se compone de dos sectores, el primero el DBO residual por el DBO del afluente y el DBO generado por la degradación vegetal. Por este motivo, en un humedal existe variabilidad en los resultados a lo largo del tiempo, en caso de falta de mantenimiento, el DBO por degradación vegetal se vuelve excesivo y fuera de los límites permisibles. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Dentro del mantenimiento de un humedal se encuentra el control de mosquitos, especialmente en los de flujo libre, que pueden ser realizados por controles biológicos (bacterias), difusión de oxígeno así como cosecha de la vegetación frecuente. La cosecha de la vegetación permite además de evitar DBO por degradación, triturarlo y realizar un proceso de compostaje por el alto contenido de nutrientes. Para el control de la calidad del agua, se puede utilizar vertederos para verificaciones del efluente del humedal y permitir un control de la calidad del agua y puntos de muestreo. (EPA, 2000)

Una ventaja principal de los humedales es que presenta diferentes aplicaciones además de proporcionar un tratamiento a las aguas residuales. Los humedales ocasionan efectos climáticos localizados (microclimáticos) a través del proceso de evapotranspiración, ayuda a mantener estable los niveles de humedad y de temperatura en un ámbito local. (UNSAM, 2012)

Los humedales ayudan en la regulación de procesos hidrológicos y ecológicos, permiten recarga y descarga de posibles acuíferos. Estos sistemas también permiten prevenir o mitigar inundaciones, pueden captar agua de otros sectores permitiendo regular el flujo de agua. (BIOPELIDIA, 2014)

2.4.5. Filtros percoladores

El principal objetivo de los procesos de filtros percoladores es reducir la carga orgánica presente en las aguas residuales. El filtro percolador consiste en un soporte fijo permeable no sumergido (cama) de material, que puede ser natural, como material granular, o sintético, como el plástico. El agua residual fluye a través de esta cama, adhiriendo su biomasa sobre el lecho del sistema. Los microorganismos se reproducen a partir de la materia orgánica y son retenidos en el lecho, creando

películas de mayor tamaño que pueden ser removidas posteriormente con procesos de lavados. (Conil, 1996)

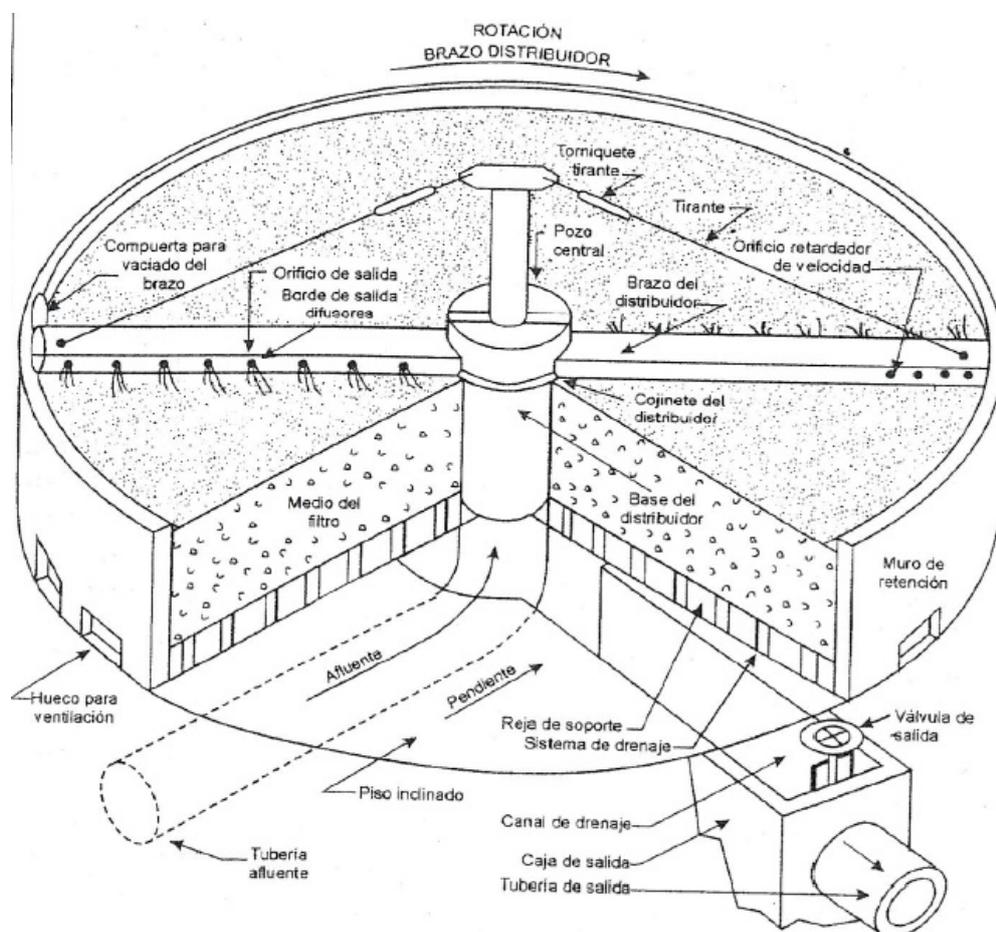


Figura 14. Esquema de sistema del filtro percolador (Romero Rojas, 2008)

La distribución del agua por el filtro percolador se realiza desde la superficie, a partir de distribuidores giratorios y de forma intermitente. Para evitar daños en el filtro percolador, el flujo de agua se realiza bajo un flujo laminar, que puede ser adecuado por medio del caudal de

ingreso como la velocidad rotatoria y velocidad de ingreso del agua. (Ramalho, 2003)

El filtro percolador cuenta con un sistema de drenaje en la parte inferior para recolectar y bombear el agua residual tratada obtenida hacia un tanque clarificador. Cuando existe reproducción excesiva de microorganismos, la película biológica en el lecho aumenta considerablemente, permitiendo la existencia de una capa aerobia y una anaerobia en la misma. La capa interna (anaerobia) pierde su capacidad de adherencia y pueden ser arrastrados hacia el efluente. Bajo este punto, el trabajo del tanque clarificador consiste en la sedimentación de esta capa biológica desprendida del lecho evacuada por el sistema de drenaje. Al tener nuevamente el lecho con superficie limpia, se produce nuevamente el crecimiento de otra capa biológica. El tiempo en el que se produce este fenómeno depende de tanto la carga orgánica del agua así como la carga hidráulica del diseño. (Conil, 1996)

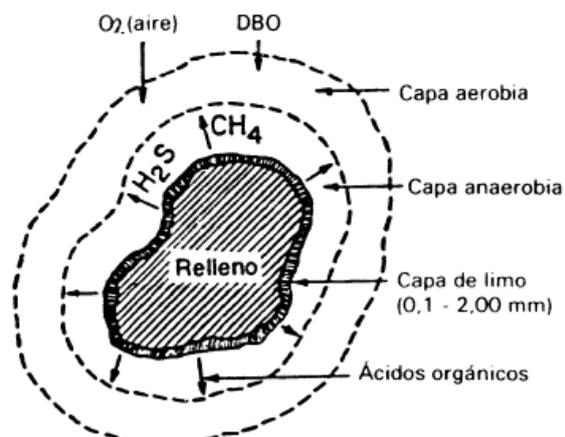


Figura 15. Material de lecho y composición de capa biológica. (Ramalho, 2003)

Se considera un espesor de dos milímetros de biocapa como el espesor máximo y crítico. Para espesores mayores, se producen efectos perjudiciales en el tratamiento como lo es el desprendimiento o falta de adherencia además de posibles obstrucciones en el flujo. La carga hidráulica de ingreso es baja (alrededor de 1 a 10 m^3/h por m^2) por lo que esta carga no es suficiente para controlar el espesor de la biocapa ni removerlo por su flujo. El desprendimiento de la biocapa se produce únicamente al haber alcanzado su espesor crítico donde una fracción de la capa se vuelve anaerobia. (Ramalho, 2003)

Las aguas tratadas en un filtro percolador deben ser tratadas anteriormente para disminución de los sólidos, como por ejemplo un tratamiento por tanque séptico o sedimentador. Idealmente, el agua que ingresa al filtro percolador no debe tener sólidos de gran tamaño por

poder obstruir las tuberías en el proceso así como cubrir la biocapa e impedir su desarrollo ocasionando su muerte. En el filtro percolador se logra remover principalmente el DBO y la cantidad de microorganismos presentes en el agua, donde el porcentaje de remoción depende de su diseño respectivo. (Sistema Universitario Texas, 2002)

El diseño del lecho fijo depende principalmente de dos propiedades específicas; que son la superficie específica y el porcentaje de vacíos en el medio. A medida que el medio presenta mayor superficie específica, mayor será la cantidad de capa biológica que puede crecer en el volumen del lecho fijo, soportando mayor carga orgánica. Un filtro percolador puede soportar también mayor carga hidráulica, sin peligro de saturación (inundación), si la capa de filtro presenta mayor porcentaje de vacíos entre sus partículas. No se recomienda sobrepasar profundidades de 2,5 metros para lechos de material granular, aunque para material sintético, es posible alcanzar hasta 12 metros de profundidad. Para mayores profundidades también soporta el sistema mayor carga orgánica (más superficie a la cual adherirse) y se logra finalmente mayores porcentajes de remoción. (Conil, 1996)

En la tabla a continuación, se muestra las propiedades físicas de los distintos medios usualmente usados en filtros percoladores:

Medio	Tamaño Nominal cm	Densidad Kg/m ³	Área superficial específica m ² /m ³	% de vacíos
Plástico	61 x 61 x 122	32 – 96	82 – 115	94 – 97
Convencional	60 x 60 x 120	30 – 100	80 – 100	94 – 97
Alta área	60 x 60 x 120	30 – 100	100 – 200	94 – 97
Pino	120 x 120 x 90	165	46	76
Californiano	120 x 120 x 50	150 – 175	40 – 50	70 – 80
Granito	2,5 – 7,5	1442	62	46
Escoria				
Alto horno	5 – 7,5	1089	66	49
Pequeña	5 – 8	900 – 1200	55 – 70	40 – 50
Grande	7,5 – 12,5	800 – 1000	45 – 60	50 – 60
Piedra de río				
Pequeña	2,5 – 6,5	1250 – 1450	55 – 70	40 – 50
Grande	10 – 12	800 – 1000	40 – 50	50 – 60

Tabla VI. Características de medios usados en filtros percoladores. (Romero Rojas, 2008)

En el sistema de tratamiento, se puede producir la recirculación del flujo de agua del efluente hacia el filtro percolador. Este efluente debe ser el obtenido posterior a la retención en el tanque clarificador, donde los microorganismos fueron sedimentados y se convierten en lodos. La recirculación de carga hidráulica puede ser en todo momento a tasa constante, en tasa proporcional al afluente o durante caudales mínimos en el afluente. La recirculación de la carga orgánica sedimentada (lodos) no es permitida. (Romero Rojas, 2008)

Según las cargas hidráulica y orgánica, se recomiendan distintos tipos de filtros percoladores, con dimensiones y medios adecuados como se muestra a continuación:

Características	Tasa baja o estándar	Tasa intermedia	Tasa alta	Torres biológicas
Carga hidráulica $m^3/m^2.d$	1 – 4	4 – 9	9 – 37	14 – 240
Carga orgánica Kg DBO/ $m^3.d$	0,08 – 0,32	0,24 – 0,48	0,32 – 1,8	< 4,8
Profundidad, m	1,5 – 3,0	1,0 – 2,5	0,9 – 2,5	< 12
Medio	Piedra, Escoria	Piedra, Escoria	Piedra, Escoria, Sintético	Sintético
Relación de circulación	0	0,5 – 2	0,5 – 4	1 – 4
Dosificación	Intermitente	Continua	Continua	Continua
Moscas filtros	Muchas	Pocas	Pocas	Pocas
Potencia, W/m^3	2 – 4	2 – 8	6 – 10	10 – 20
Calidad del efluente	Nitrificado	Nitrificación parcial	No nitrificado	Nitrificación baja
% Remoción DBO	80 – 85	50 – 70	40 – 80	65 – 85

Tabla VII. Características de los filtros percoladores. (Romero Rojas, 2008)

Entre las desventajas de este tipo de tratamiento de agua residual se encuentran la posibilidad de olores desagradables además de molestias como concentración de moscas. Los filtros percoladores se realizan en

espacios abiertos, por lo que existe también la posibilidad de predadores que consumen la biocapa formada, interrumpiendo el proceso del sistema. Estos problemas pueden ser evitados si no se ocasiona sobrecarga al filtro y se realiza limpieza del lecho periódicamente (lavado). (Crites & Tchobanoglous, 2000).

2.4.6. Biodiscos

Los contactores biológicos rotativos, llamados también biodiscos, son un sistema de tratamiento secundario de agua residual que presenta carga orgánica. El proceso consiste en un disco, de poliestireno o polietileno, parcialmente sumergido donde se adhiere la carga orgánica a la superficie del mismo. La rotación de este disco permite el intercambio de oxígeno de la atmósfera hacia la capa biológica adherida al mismo, permitiendo un tratamiento aerobio. Esta capa se alimenta, degrada y elimina la materia orgánica del agua, realizando una depuración parcial de la misma. (Ambientum, 2002)



Figura 16. Sistema de tratamiento de biodiscos. (Ambientum, 2002)

Los biodiscos pueden ser de tipo convencional o de tipo sumergido. El tipo convencional es aquel que se encuentra con una fracción sumergida menor a la mitad del disco, generalmente entre 35 a 40%. El biodisco tipo sumergido es aquel que tiene más de la mitad de su superficie sumergida, por lo general se diseña entre 70 a 90% sumergido. En el tratamiento debe existir suficiente introducción de oxígeno para la degradación de materia orgánica, para los biodiscos convencionales, la transferencia por atmósfera es en muchas ocasiones suficiente. En el caso de biodiscos sumergidos, el porcentaje de biodisco en contacto con atmósfera es bajo, por lo que se requiere adicionalmente conductores de aire que se encuentran sumergidos. El tratamiento con biodisco es similar al tratamiento con filtro percolador, la diferencia es el medio por el cual se produce la adherencia de los microorganismos. (Deloya Martínez, 2012)

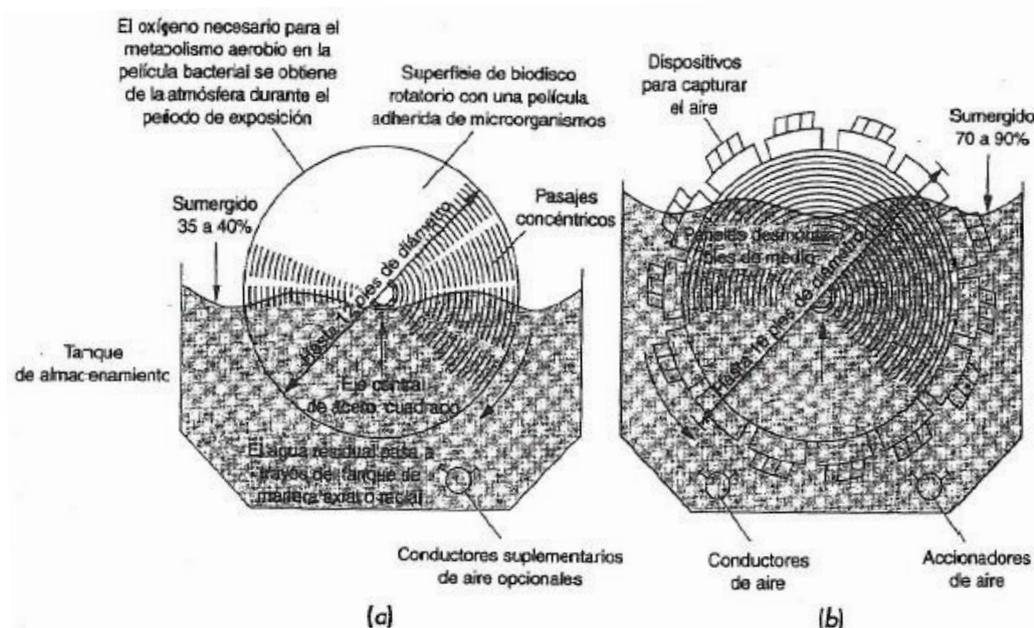


Figura 17. Sección transversal de biodiscos. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Así como en el caso de los filtros percoladores, se requiere de un proceso de sedimentación inicial del agua residual que ingresa al tratamiento. Este proceso puede ser a través de sedimentador o tanque séptico, se realiza para remover los sólidos de gran tamaño que pueden ocasionar obstrucción y muerte de la capa biológica. En el tratamiento de biodiscos, según el porcentaje de remoción se diseña la cantidad de discos en serie que se colocan, aumentando de esta forma la superficie específica en tratamiento. (Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua, 2003)

La velocidad de rotación de discos es lenta, permitiendo adherencia y por lo general se encuentra entre 1 a 2 revoluciones por minuto. El

movimiento de los discos genera una ligera turbulencia en la superficie de los mismos al contacto con el agua, de manera que permite también la existencia de un porcentaje de sólidos suspendidos. Esta fracción de sólidos suspendidos se asemeja entonces al crecimiento de microorganismos en el proceso de lodos activados. El espesor crítico de biocapa adherido al biodisco es considerado de 3 mm; donde para mayores espesores se desprende esta capa del biodisco. El desprendimiento de la biocapa se produce tanto por la fracción anaerobia de la biocapa así como por la fricción al hacer contacto con el agua. Finalmente se utiliza otro sistema de clarificador (sedimentador) para formar los lodos a partir de la biocapa desprendida y obtener el efluente clarificado con determinado porcentaje de remoción. (Ramalho, 2003)

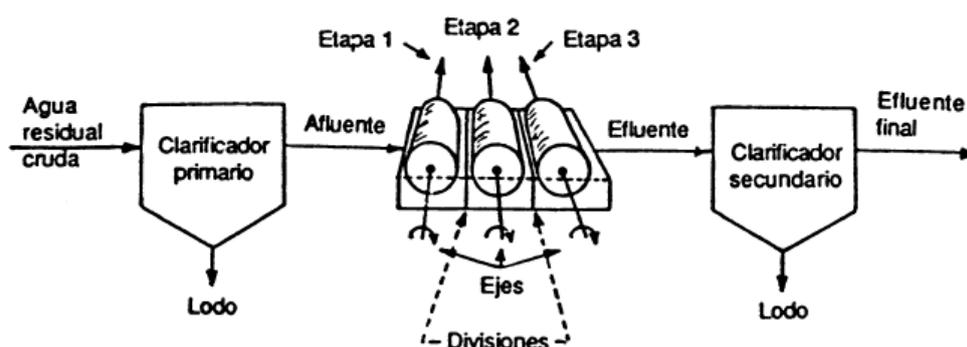


Figura 18. Esquema típico de tratamiento completo por biodiscos. (Ramalho, 2003)

Los criterios recomendados para el diseño de un biodisco se refieren a un área sumergida de 40% con un número mínimo de 4 etapas; es decir,

4 tanques con biodiscos, aproximadamente entre 40 a 60 discos por eje. Los diámetros recomendados se encuentran entre 3 a 3,5 metros con espesores de discos de 10 mm. La temperatura adecuada varía entre un rango de 13 a 32°C, dependiendo de la temperatura óptima para el desarrollo efectivo de los microorganismos. La carga hidráulica de diseño depende de porcentajes de remoción deseadas; para menores cargas hidráulicas, el proceso logra obtener mejor remoción de DBO y sólidos suspendidos por tener menor flujo inicial y menor acumulación total de carga orgánica durante el proceso. En promedio, este tipo de tratamiento logra obtener en el efluente concentraciones de DBO entre 15 a 30 mg/L con el diseño adecuado de los biodiscos y los tanques clarificadores. Los tiempos de retención usuales varían entre 50 a 70 minutos para el crecimiento adecuado de la biocapa y posterior desprendimiento. El tiempo de retención de diseño depende finalmente de la concentración y remoción deseada. (Romero Rojas, 2008)

El tratamiento de biodiscos tiene ciertas ventajas respecto a los otros tipos de tratamiento, por un bajo consumo de energía y mantenimiento más fácil y económico. Los tiempos de retención en este sistema de tratamiento son muy bajos respecto a otros tratamientos. Por el constante movimiento de los biodiscos y la ligera turbulencia en la superficie del agua, no se genera gran presencia de mosquitos ni olores

tan desagradables como en otros procesos. La limpieza de los biodiscos es automática por la rotación del disco al agua que elimina el exceso de biomasa, no requiere proceso de lavado. El proceso de biodisco no requiere un proceso de recirculación del efluente. (Ramalho, 2003)

Otro factor conveniente de este tratamiento es la facilidad de modificaciones y ampliaciones del sistema. Este sistema permite la instalación fácil de nuevos módulos de biodiscos como secuencia durante el tratamiento. Esto se realiza ante problemas de sobrecargas de los biodiscos existentes, ante mayores cargas orgánicas para el cual el sistema fue diseñado. Por trabajar con discos dispuestos con orientación vertical, este tipo tratamiento requiere de un área de funcionamiento mucho menor que cualquier otro tratamiento de agua residual, por ejemplo como es el caso de lagunas de estabilización y humedales. (Deloya Martínez, 2012)

El inconveniente de los biodiscos se presenta principalmente en sectores de climas fríos. El biodisco está parcialmente sumergido por lo que al rotar, la parte que se encuentra en contacto con la atmósfera siempre se encuentra húmeda. El biodisco tiene peligro de congelarse por la exposición a climas fríos, para evitar esto se deben construir bodegas donde se coloca el sistema de tratamiento, elevando el costo total del tratamiento por el proceso constructivo. (Ramalho, 2003)

2.4.7. Filtros anaerobios

Son una alternativa de tratamiento de aguas residuales que por el costo del equipo y materiales, resulta muy económica, pero principalmente su propiedad más útil es que no están en contacto con el oxígeno. Existen 2 tipos de filtros anaerobios: Filtro anaerobio de Flujo ascensional y Filtro anaerobio de Flujo en descenso. (Romero Rojas, 2008)

2.4.7.1. Filtro anaerobio de flujo ascensional

Consiste en un tanque con material filtrante y una carga altamente orgánica, donde se receptan aguas residuales por la parte inferior del mismo, pasando por el medio filtrante en un proceso de crecimiento adherido. El afluente ingresa al sistema con una carga contaminante relativa media-baja de tal manera que el sistema funcione a su máxima eficiencia. El sistema consiste en colocar el agua en contacto con el medio microbial adherido, evitando que las bacterias se mantengan en el efluente gracias al relleno colocado. (Aisse, 1985)

El medio a utilizar consiste básicamente en piedras, anillos plásticos o bioanillos colocados de manera no ordenada y hasta se podría decir al azar. Se forma una película microbial en la superficie donde están los ductos de salidas de gases por suspensión y salida del efluente por

gravedad. A diferencia de los filtros usados en sistemas de tratamientos convencionales, el filtro anaerobio de flujo ascensional no se basa en la remoción de materia orgánica mediante el paso forzoso a través de un lecho, sino en la suspensión del agua en el mismo. Este método resulta muy útil y económico por las dimensiones del tanque, no requiere recirculación, ni calentamiento y la cantidad producida de lodos es mínima. (Romero Rojas, 2008)

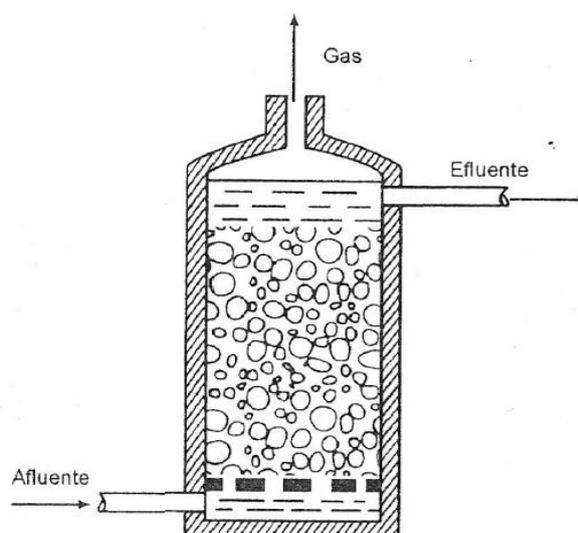


Figura 19. Esquema de filtro anaerobio de flujo ascensional (Romero Rojas, 2008)

Los tiempos de retención celular oscilan entre los cien días, debido a que el medio está constantemente sumergido en agua residual, con tiempos de retención hidráulica cortos. El sistema está diseñado para tratar aguas residuales con baja concentración y trabaja de mejor manera a una temperatura mínima de 25 grados Celsius. Un espesor aproximado de

biopelícula sobre los medios plásticos es de 1 a 3 mm. El pH del residuo debe tener mínimo un 6,5 para asegurar una alcalinidad mínima del 25% del DQO. (Romero Rojas, 2008)

Los resultados obtenidos han sido bastante favorables, la reducción del DBO es de hasta un aproximado del 80%, mientras que en condiciones favorables (tiempo de retención mayor a 50 días de lodos) la reducción del DQO es del 88%. El Filtro tiene la ventaja de su geometría y funcionamiento ascendente el cual evita que este se tapone. (Romero Rojas, 2008)

Existen parámetros para el uso adecuado de este sistema de tratamiento, a continuación se presenta una tabla con valores referenciales y rangos donde se sugiere que el agua residual se encuentre:

Parámetro	Valor
DQO afluente, mg/L	1.000 – 30.000
	2.500 – 24.000
	10.000 – 20.000
Tiempo de retención, h	24 – 48
	24
	20 – 96
Carga orgánica, kg DQO/m ³ d	1 – 4,8
	1 – 6
	< 12

Parámetro	Valor
Diámetro medio, cm	2 – 17
Altura, m	1,2
	3 – 12
Temperatura, C	32 – 37
	30 – 35
Remoción de DQO, %	61 – 90
	80 – 95
Velocidad de flujo, m/d	< 10
Sólidos suspendidos del afluente, mg/L	< 500
	< 50.000
Edad de lodos, d	0,5 – 5
DQO soluble/ DQO insoluble	>1
Distancia entre orificios de entrada, m	1 - 2

Tabla VIII. Parámetros de diseño de filtros anaerobios de flujo ascendente en función del tiempo de retención hidráulico (Romero Rojas, 2008)

2.4.7.2. Filtro anaerobio de flujo en Descenso

Trabaja de una manera muy parecida a la del filtro anaerobio de flujo ascendente, también cuenta con un medio de suspensión con carga microbiana alta y también posee la forma cilíndrica de un tanque. La diferencia radica en la utilización de una película fija sobre las superficies verticales de canales formados en el soporte del tanque. Estos canales pueden ser de 1 a 2,5 cm con áreas específicas de alrededor de 100 m²/m³. Este sistema de tratamiento es óptimo para aguas residuales con sólidos suspendidos en cantidades moderadas. (Romero Rojas, 2008)

Tiene ciertas ventajas con respecto al filtro anaerobio de flujo ascendente, la reducción del DQO llegan hasta el 94% con tiempos de retención de 1,5 días con bajos tiempos de retención hidráulicos. En las desventajas se muestran detalles como recirculación necesaria de hasta 400%, medio de soporte costoso (principalmente conformado de arcillas o poliéster para los canales), posibles sólidos suspendidos en el efluente y la necesidad de agua residual con sólidos suspendidos, para maximizar su eficiencia. (Bermúdez, 1988)

2.4.8. Desinfección

El proceso de desinfección es una eliminación selectiva de los microorganismos presentes en las aguas residuales, los cuales causan daños al ingresar al cuerpo humano. El proceso de desinfección puede ser considerado de gran escala en un sistema de tratamiento de aguas y también puede ser usado como un método sencillo de potabilizar el agua en domicilios. Para analizar como la desinfección puede ser efectiva se deben considerar aspectos como los organismos en cuestión, las distintas tecnologías de desinfección presentes, los mecanismos de desinfección y los factores que afectan a los desinfectantes. El funcionamiento de este tratamiento secundario consiste en la inactivación mas no necesariamente en la remoción de dichos microorganismos, de tal manera que estos ya no sean un peligro. (OMS, 2014)

El proceso consiste la adicción o exposición a agentes desinfectantes, entre los más comunes se encuentran el cloro, el hipoclorito de sodio, la luz ultravioleta y el ozono. Cada agente desinfectante tiene desventajas y ventajas en relación a cada uno, la relación económica no solo depende del desinfectante en sí, sino del proceso a utilizar en cada uno. Como se mencionó previamente, se deben analizar factores para el uso efectivo del desinfectante considerando en especial los microorganismos objetivos a eliminar. (EPA, 2013)

Los organismos presentes en el agua residual se pueden clasificar en 3 grupos principales: las bacterias, los parásitos eucarióticos y los virus. Las bacterias son los principales causantes de distintas enfermedades como la tifoidea, cólera, paratifoidea, disentería bacilar, entre otras, las cuales han causado un sinnúmero de muertes humanas en el pasado, actualmente la medicina moderna ha permitido combatirlas. Los parásitos son organismos que dependen y se alimentan de otros seres los cuales causan estragos y los vuelven vulnerables al ataque de otros organismos. Los parásitos más comunes que podemos observar en las aguas negras son de clase protozoos y helmintos, residen principalmente en las heces que se evacúan. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Los virus causan enfermedades como poliomielitis y hepatitis las cuales son de fácil transmisión y permanecen en el organismo sin fecha de

expiración. Las tecnologías de desinfección se han refinado a través de los años y se componen de agentes químicos, agentes físicos, medios mecánicos y radiación. Los componentes previos dependen del tipo de desinfección a utilizar, no es necesario que se usen todo en un solo sistema de tratamiento. Para entender cómo funciona la desinfección es necesario saber de qué manera afectan los desinfectantes a los organismos objetivos. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Existen varias maneras de inactivarlos como la destrucción de la pared celular (eliminar su protección y exponerlos al medio), la alteración de la permeabilidad de la célula (permitir que se infiltren agentes letales al núcleo), alteración del protoplasma (causar daños en el funcionamiento de la célula), inhibición de la actividad de las enzimas (restricción proteínica y alimento celular), daños al ADN y ARN de la célula (alteración del código genético). La exposición de los organismos a una variedad de peligros ya sea por temperatura, depredación bacteriana, salinidad entre otros, es una certera inactivación o eliminación de la misma cumpliendo el objetivo deseado. (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1998)

El cloro es uno de los desinfectantes más usados a nivel mundial, tanto en plantas de tratamiento como para potabilizar o asegurar agua bebible en domicilios pero para su uso en plantas debe ser removido mediante

métodos por su alta toxicidad al ser humano. El cloro viable por su costo y su fácil obtención y ha demostrado ser eficaz para la inactivación de los microorganismos. La luz ultravioleta genera radiación que destruye a las células y es de igual manera muy usado en el tratamiento secundario de aguas residuales, tiene problemas de disposición posterior de las lámparas pero por su eficacia no se puede dejar a un lado. El ozono es un agente inestable que se debe mantener mediante energía eléctrica, pero su calidad de desinfección es alta a pesar de su costo de funcionamiento. (Romero Rojas, 2008)

En la siguiente tabla se pueden observar comparaciones entre los distintos agentes desinfectantes:

Características/ Propiedades - Respuesta	Cloro	Hipoclorito de sodio	Radiación UV	Ozono
Disponibilidad: Debe estar disponible en grandes cantidades y a un precio razonable	Bajo costo	Bajo costo moderado	Moderado Alto costo	Moderado Alto costo
Capacidad desodorizante: Debe desodorizar mientras desinfecta	Alta	Moderada	N/A	Alta

Características/ Propiedades - Respuesta	Cloro	Hipoclorito de sodio	Radiación UV	Ozono
Homogeneidad: La solución debe ser uniforme en composición	Homogénea	Homogénea	Homogénea	N/A
Interacción con material extraño: No debe ser absorbida por materia orgánica o células	Oxida la materia orgánica	Oxidante activo	Absorbancia de radiación UV	Oxida la materia orgánica
Corrosión y mancha: No debe desfigurar metales ni manchar la ropa	Altamente corrosivo	Corrosivo	N/A	Altamente corrosivo
No tóxico a formas de vida: Debe ser no tóxico a humanos y animales	Altamente tóxico a formas de vida	Tóxico	Tóxico	Tóxico
Penetración: Debe tener la capacidad de penetrar por superficies	Alta	Alta	Moderada	Alta
Seguridad: Debe ser seguro de transportar, almacenar, manipular, y usar	Alta	Moderada	Baja	Moderada
Solubilidad: Debe ser soluble en agua	Escasa	Alta	N/A	Alta

Características/ Propiedades - Respuesta	Cloro	Hipoclorito de sodio	Radiación UV	Ozono
Estabilidad: La pérdida de acción germicida debe ser baja	Estable	Escasamente inestable	Debe ser generada	Inestable, por generar
Toxicidad en diluciones: Debe ser altamente toxico en altas diluciones	Alta	Alta	Alta como se usa	Alta como se usa
Toxicidad a temperatura ambiente: Deber ser efectivo a temperaturas ambiente	Alta	Alta	Alta	Alta

Tabla IX. Comparación entre desinfectantes. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Cloro	UV	Ozono
Oxidación Reacciones con cloro disponible	Daño fotoquímico al ARN y ADN dentro de las células de un organismo	Oxidación / destrucción directa de las paredes de la célula con fuga de componentes celulares al exterior de la célula
Precipitación de proteínas Modificación de permeabilidad de las paredes de la célula	Los ácidos nucleicos en los microorganismos son los más importantes absorbentes de energía de luz en el rango de longitud de onda de 240 a 280 nm	Reacciones con subproductos radicales de la descomposición del ozono Daño a los componentes de los ácidos nucleicos (purines y primidines)

Cloro	UV	Ozono
Hidrolisis a interrupción mecánica	Debido al ADN y ARN cargan información genética para la reproducción, el daño de estas sustancias puede inactivar la célula	Oxidación Rompimiento de los enlaces de carbón y nitrógeno conduciendo a la despolimerización

Tabla X. Mecanismos de desinfección con cloro, UV y ozono. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

Factor	Descripción
Mezcla inicial	Paso decisivo en la desinfección con químicos. El desinfectante debe ser esparcido por todo el líquido que va a ser desinfectado.
Tiempo de contacto	Tiempo durante el cual los organismos del fluidos son expuestos directamente al agente químico o a la intensidad (radiación UV)
Concentración y tipo de agente químico	Dosis = concentración X tiempo de agentes químicos
Intensidad y naturaleza del agente físico	Dosis = intensidad X tiempo
Temperatura	La reactividad y las constantes de ionización para los agentes químicos son afectadas
Numero de organismos	Importante en el desarrollo histórico de la cinética de la desinfección. Los organismos que nadan libremente son menos importantes que aquellos escudados en los grupos de partículas o bacterias
Tipo de organismos	Los diferentes organismos tienen resistencias variables a los agentes desinfectantes
Características del agua residual	Influencia significativa en la efectividad de los agentes desinfectantes. Los componentes de aguas residuales pueden reaccionar con químicos desinfectantes o absorber energía

Tabla XI. Factores que afectan a la desinfección. (Crites & Tchobanoglous, 2000)

CAPÍTULO 3

3. METODOLOGÍA

3.1. Levantamiento de la información

Con la ayuda del EMAPAD-EP, se procedió a obtener la información requerida para el diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales. Entre la información que se obtuvo, se encuentra la población cantonal de Durán, tomada en conjunto con datos del INEC, su plano topográfico así como la dotación de agua provista para la población. A partir de estos datos se procederá a realizar los cálculos de población futura y de caudal de aguas residuales para obtener un caudal de diseño del tratamiento. El plano topográfico del sector de Durán se encuentra adjunto en el Anexo 2 del presente documento.

También se dispuso de una estación (cárcamo) de bombeo donde se realizó la toma de muestras del agua residual para ser ensayada posteriormente. Esta agua residual es la obtenida del sector “Ciudadela Panorama” y que es bombeada luego hacia el sistema de tratamiento por laguna de oxidación.

3.1.1. Datos de población

Con la información de EMAPAD-EP y de los censos realizados por INEC, se obtuvo la siguiente información:

Año	Población cantonal (urbana y rural)
2001	178 425
2010	235 800
2014	271 085
Estimación 2015	278 296

Tabla XII. Información de población cantonal en Durán (EMAPAD-EP e INEC)

3.1.2. Muestreo de aguas residuales

Las muestras utilizadas para la obtención de datos requeridos para el fin de este anteproyecto se sujetaron a las normas ecuatorianas NTE INEN 2169:98 y NTE INEN 2176:98. Las muestras fueron obtenidas en distintos horarios y en distintos días de tal manera que se observó un cambio significativo en los resultados de los ensayos como se esperaba.

El propósito de analizar a distintas horas era lograr obtener datos máximos o promedios, de esta manera se considera para el diseño el caso más desfavorable.



Fotografía 1. Toma de muestra en el canal de recirculación.

El procedimiento a seguir en cada muestra se repite para lograr una homogeneidad en los resultados. El tipo de muestreo utilizado fue el muestreo simple, ya que se tomaron muestras al azar en horarios definidos pero sin alguna relación entre los mismos, y se realizó la extracción de muestras de manera manual ya que no era necesario el uso de equipo adicional. El equipo de protección personal es esencial

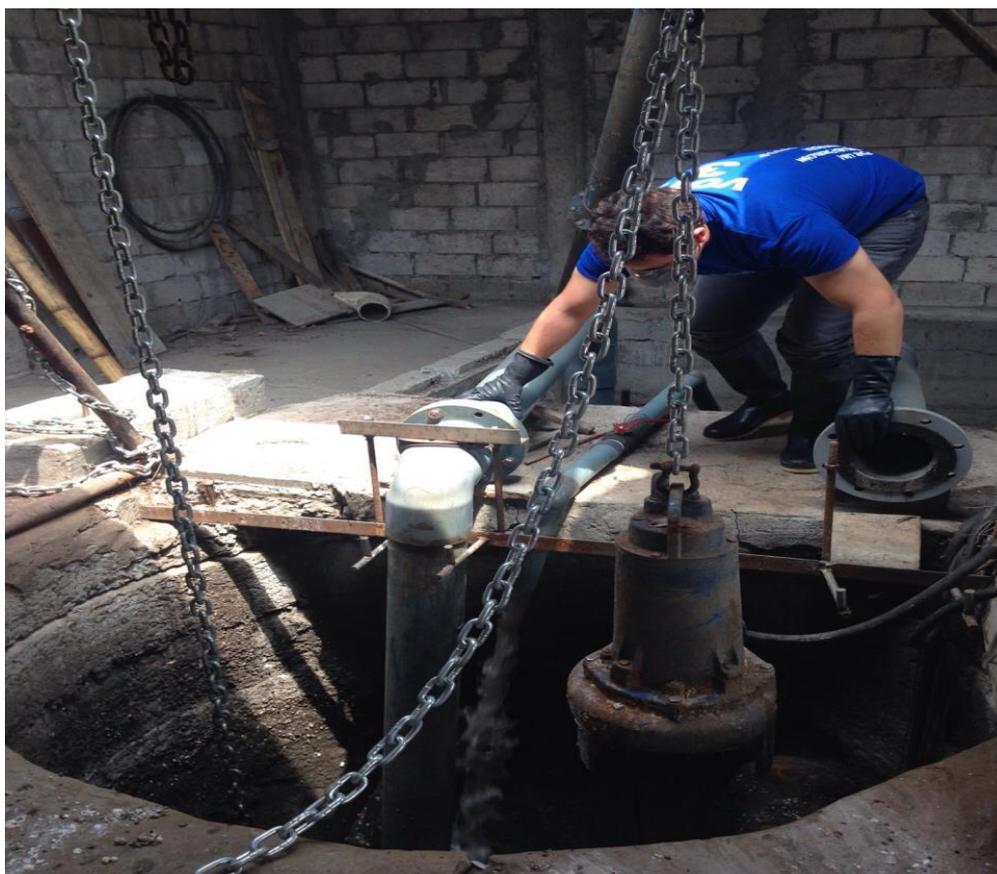
para obtener muestras de manera manual, guantes de caucho o hule, botas de caucho o hule, mascarilla filtrante, gafas para protección de gases o salpicaduras, otros implementos que prevengan el contacto con la piel.



Fotografía 2. Estación de bombeo parroquia Panorama, cantón Duran.

El procedimiento consistió en ingresar a la estación de bombeo, con la ayuda del personal de EMAPAD-EP y detener el bombeo de aguas servidas, de tal manera que se pueda tomar las muestras necesarias. Al momento que se deja de bombear, el agua de un pozo de recolección sube y se utilizan los envases, sumergiéndolos de tal manera que se tome el agua no superficial. Al ser una estación de bombeo esta tiene la función de recircular el agua que contiene, manteniendo una homogeneidad en la carga contaminante de la misma.

Las muestras fueron almacenadas en recipientes opacos y transparentes de polietileno de alta densidad otorgados por la empresa Grupo Químico Marcos s.a. los cuales cumplían las normas establecidas para evitar la alteración de muestras y sumaban un volumen de 1,5 litros. Se requieren que estos sean de un material que no altere a la muestra de ninguna manera, que sean sellados dejando contacto alguno con el ambiente. Deben ser de color opaco para que la luz no pueda afectar de manera posible a la muestra, ya que esta puede reaccionar a la exposición, para el caso de los recipientes transparentes se contó con un refrigerador hermético que no permitía el paso de luz.



Fotografía 3. Equipo de protección personal utilizado y toma de muestras.

Luego de recolectar la muestra, fue necesario mantenerla en temperaturas menores a la que se encontraba al momento de la extracción. Fue necesario tener listo un recipiente o contenedor con hielo o a bajas temperaturas. El tiempo entre la extracción de la muestra y la recepción de la misma se encontraba en un rango de 30 a 60 minutos debido a la distancia y al tráfico del momento. Los datos de cada muestra se muestran en las tablas mostradas posteriormente (Formato recuperado de la norma NTE INEN 2176:98) y se anexan al anteproyecto los resultados obtenidos de laboratorio junto con los datos de muestreo.



Fotografía 4. Muestra tomada y colocada en hielo para mantener temperatura baja.

Muestra #1	
Localización	Estación de bombeo, cdla. Panorama, Duran
Detalles del punto	Carcomo de bombeo
Fecha de recolección	25 de Noviembre del 2014
Método de recolección	Muestreo simple, manual
Hora de recolección	08:30
Hora de recepción	09:30
Nombre del recolector	Daniel Félix, Daniel Rikeros
Condiciones atmosféricas	30 C
Naturaleza del pre tratamiento	N/A
Datos recogidos del campo	Aguas negras sin tratamiento

Tabla XIII. Detalles de toma de muestra #1

Muestra #2	
Localización	Estación de bombeo, cdla. Panorama, Duran
Detalles del punto	Carcomo de bombeo
Fecha de recolección	27 de Noviembre del 2014
Método de recolección	Muestreo simple, manual
Hora de recolección	15:30
Hora de recepción	16:08
Nombre del recolector	Daniel Félix
Condiciones atmosféricas	30 C
Naturaleza del pre tratamiento	N/A
Datos recogidos del campo	Aguas negras sin tratamiento

Tabla XIV. Detalles de toma de muestra #2

Muestra #3	
Localización	Estación de bombeo, cdla. Panorama, Duran
Detalles del punto	Carcomo de bombeo
Fecha de recolección	28 de Noviembre del 2014
Método de recolección	Muestreo simple, manual
Hora de recolección	12:00
Hora de recepción	12:54
Nombre del recolector	Daniel Félix
Condiciones atmosféricas	30 C
Naturaleza del pre tratamiento	N/A
Datos recogidos del campo	Aguas negras sin tratamiento

Tabla XV. Detalles de toma de muestra #3

3.1.3. Resultados de ensayos realizados

Las muestras de agua residual obtenidas en Durán, Ciudadela Panorama, fueron ensayadas en la empresa “Grupo Químico Marcos S.A.”. Se realizaron los ensayos de sólidos totales (ST), sólidos volátiles totales (SVT), demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y nitrógeno total kjeldahl (NTK) en cada una de las tres muestras realizadas. Se obtuvieron los siguientes resultados:

Muestra	Hora de muestreo	ST mg/lt	SVT mg/lt	DBO mg O ₂ /lt	NTK mg/lt
1.- 25 Nov. 2014	08:30	1090	800	230	42,0
2.- 27 Nov. 2014	15:30	1760	1530	239	40,8
3.- 28 Nov. 2014	12:00	1580	1370	217	24,7

Tabla XVI. Resultados de ensayos de agua residual por “Grupo Químico Marcos S.A.”

Se puede observar, por los resultados, que si existe una variación de concentración de contaminantes según el horario en el que se realizó la toma de muestras. Por este motivo, es conveniente tener un mejor seguimiento en horarios de muestreo para poder caracterizar el agua más eficientemente. A partir de los tres ensayos, se adoptarán los distintos valores correspondientes de los contaminantes para el diseño del sistema de tratamiento.

Debido a la gran variación de sólidos totales y sólidos volátiles totales, se utilizarán los valores máximos como los valores de diseño en el tratamiento de aguas residuales. Se realizará un tratamiento para un agua que presenta 1760 mg/lit de sólidos totales y 1530 mg/lit de sólidos volátiles totales, que representa un 86,9% de los sólidos totales.

Los valores de DBO son relativamente cercanos, por lo que su valor promedio será adoptado como valor de diseño en el tratamiento de agua residual.

$$DBO = \frac{DBO (1) + DBO (2) + DBO (3)}{3} \quad [Ec. 4]$$

$$DBO = \frac{230 + 239 + 217}{3} = 228,67 \text{ mg } O_2 / \text{lt}$$

Para el valor de nitrógeno total kjeldahl se tomará el máximo valor por existir una variación en resultados entre las tres muestras, se adopta como valor para el diseño de 42,0 mg/lit.

3.1.4. Cálculo de población futura

El sistema de tratamiento va a ser diseñado con una vida útil de 25 años (año 2040), por lo que se requiere determinar la población futura

correspondiente. Este cálculo se realiza para evitar sobrecargas hidráulicas y orgánicas al sistema por considerar una población menor a la que existirá durante el funcionamiento de la planta de tratamiento de agua residual.

El cálculo de población futura se realizará en base al promedio de dos tasas de crecimiento: aritmético y geométrico, que representan tendencias estadísticas para el crecimiento demográfico.

Año: 2001 **Población: 178 425**

Año: 2010 **Población: 235 800**

Año: 2014 **Población: 271 085**

3.1.4.1. Proyección por crecimiento aritmético

Proyección de Población (Pf) al año 2040 (Tf) con datos de años 2001 y 2010 (arit1)

$$K1 = \frac{Pu - Pi}{Tu - Ti} \quad [Ec. 5]$$

$$K1 = \frac{235800 - 178425}{2010 - 2001}$$

$$K1 = 6375$$

$$Pf = Pu + K * (Tf - Tu) \text{ [Ec. 6]}$$

$$Pf = 235800 + 6375 * (2040 - 2010)$$

$$Pf_1 = 427050 \text{ habitantes}$$

Proyección de Población (Pf) al año 2040 (Tf) con datos de años 2010 y 2014 (arit2)

$$K = \frac{Pu - Pi}{Tu - Ti}$$

$$K = \frac{271085 - 235800}{2014 - 2010}$$

$$K = 8821,25$$

$$Pf = Pu + K * (Tf - Tu)$$

$$Pf = 271085 + 8821,25 * (2040 - 2014)$$

$$Pf_2 = 500438 \text{ habitantes}$$

3.1.4.2. Proyección por crecimiento geométrico

Proyección de Población (Pf) al año 2040 (Tf) con datos de años 2001 y 2010 (geo1)

$$r = \left(\frac{Pu}{Pi} \right)^{\left(\frac{1}{Tu-Ti} \right)} - 1 \quad [Ec. 7]$$

$$r = \left(\frac{235800}{178425} \right)^{\left(\frac{1}{2010-2001} \right)} - 1$$

$$r = 0,03146$$

$$Pf = Pu * (1 + r)^{(Tf-Tu)} \quad [Ec. 8]$$

$$Pf = 235800 * (1 + 0,03146)^{(2040-2010)}$$

$$Pf_3 = 597194 \text{ habitantes}$$

Proyección de Población (Pf) al año 2040 (Tf) con datos de años 2010 y 2014 (geo2)

$$r = \left(\frac{Pu}{Pi} \right)^{\left(\frac{1}{Tu-Ti} \right)} - 1$$

$$r = \left(\frac{271085}{235800} \right)^{\left(\frac{1}{2014-2010} \right)} - 1$$

$$r = 0,03548$$

$$Pf = Pu * (1 + r)^{(Tf-Tu)}$$

$$Pf = 271085 * (1 + 0,03548)^{(2040-2014)}$$

$$Pf_4 = 671104 \text{ habitantes}$$

3.1.4.3. Población Futura Promedio

$$Pf = \frac{Pf_1 + Pf_2 + Pf_3 + Pf_4}{4} \quad [Ec. 9]$$

$$Pf = \frac{427050 + 500438 + 597194 + 671104}{4}$$

$$Pf = 548947 \text{ habitantes}$$

En el siguiente gráfico se muestran los datos de población de los años 2001, 2010 y 2014 junto con su proyección a población futura en el 2040.

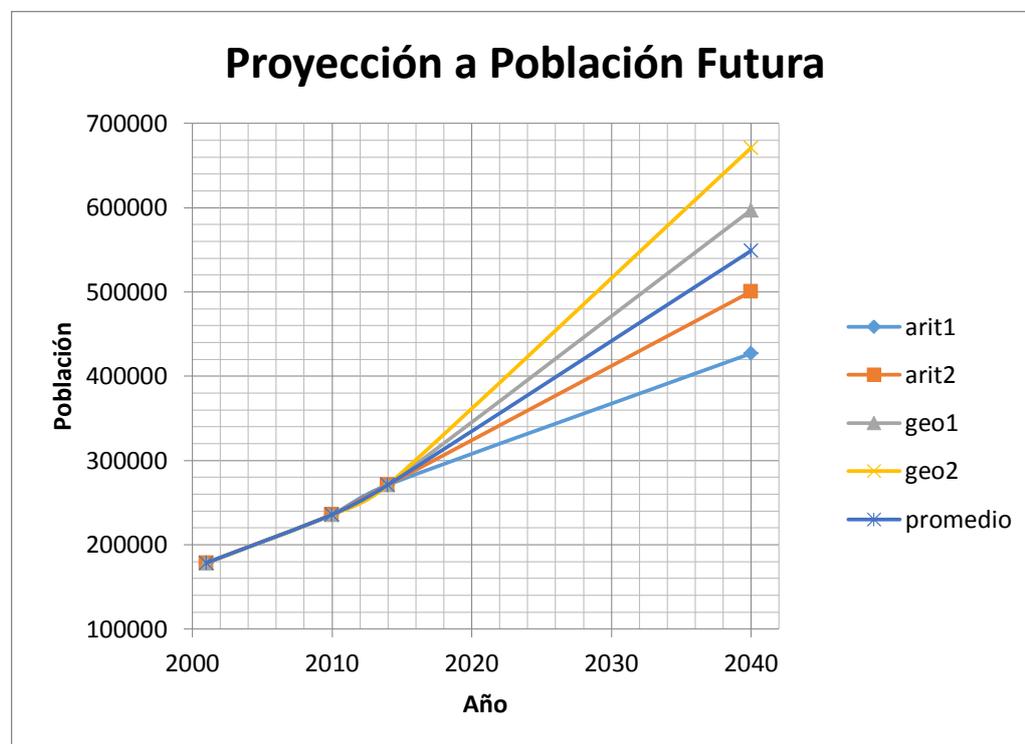


Gráfico 1. Proyección de la población futura en año 2040 con cálculos aritméticos, geométricos y promedio.

En este gráfico se puede comparar las proyecciones realizadas con cálculos aritméticos y geométricos, observando gran diferencia en los resultados. La tendencia de los datos permite determinar que el promedio de las cuatro proyecciones puede ser un cálculo adecuado. La proyección geométrica muestra un crecimiento excesivo en referencia a la tendencia que hay entre el 2001 al 2014, mientras que la proyección aritmética muestra un crecimiento significativamente menor.

3.1.5. Cálculo de caudal de de aguas residuales

La dotación proporcionada por el EMAPAD-EP, del municipio de Durán, es de 180 lt/hab.día, aunque este valor se encuentra por debajo del establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). El valor bajo esta norma corresponde a un rango entre 200 a 350 lt/hab.día cuando se trata de sector residencial, bloque de viviendas. Debido a que la proporcionada por el EMAPAD-EP no cumple con la norma, se tomará como dotación el valor mínimo establecido (cercano al proporcionado) para la determinación del caudal Q.

Dotación = 200 lt/hab.día

$$Q = \text{Dotación} * \text{habitantes} * \text{factor mayoración} \\ * \text{factor retorno [Ec. 10]}$$

$$Q = 200 \frac{\text{lt}}{\text{hab} * \text{día}} * 548947 \text{ hab} * 1,25 * 0,9$$

$$Q = 123\,513\,075 \frac{\text{lt}}{\text{día}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lt}} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} * \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ seg}}$$

$$Q = 1,4295 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 123\,513,075 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

3.1.6. Parámetros de diseño en el efluente

El propósito de realizar un sistema de tratamiento de aguas servidas es lograr que los parámetros contaminantes de mayor influencia sean minimizados. En el Ecuador, los límites en proporción de estos elementos en el agua son regulados mediante el Texto Unificado de Legislación Secundaria y Medio Ambiental. En este proyecto, se ha planteado dirigir el efluente tratado en el sistema previamente diseñado y seleccionado hacia un cuerpo de agua dulce, en este caso los ríos Guayas y Daule. La sección del T.U.L.S.M.A. donde se encuentran dichos límites es en el libro VI anexo 1 Tabla #12.

En la siguiente tabla, se encuentran tabulados los parámetros relevantes en un sistema de tratamiento convencional:

Parámetros	Expresados como	Unidad	Límite máximo permisible
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	DBO5	mg/lt	100
Sólidos Suspendidos Totales	SST	mg/lt	100
Sólidos Totales	ST	mg/lt	1600
Sólidos Volátiles Totales	SVT	mg/lt	N/A
Nitrógeno Kjeldahl	N	mg/lt	15

Tabla XVII. Límites de descarga a un cuerpo dulce. (T.U.L.S.M.A.) (República del Ecuador, 2003)

3.2. Análisis de alternativas de tratamiento de aguas negras

Para el análisis de este trabajo, se diseñaran distintos tratamientos de los cuales se adoptará uno óptimo para el caso del sector del cantón Durán. La selección del sistema óptimo se realizará en base a las remociones alcanzadas por cada uno de los tratamientos y además por la disponibilidad de espacios por topografía. El diseño del tratamiento definitivo contará con tres tratamientos, un tratamiento primario, uno secundario y finalmente un terciario.

Se realizará el tratamiento respectivo en tres diferentes puntos, por lo que del caudal de la población se tomará la tercera parte como el caudal de diseño para el tratamiento.

$$Qd = \frac{Q}{3} \text{ [Ec. 11]}$$

$$Qd = \frac{1,4295}{3} = 0,4765 \frac{m^3}{seg} = 0,48 \frac{m^3}{seg}$$

Se toma finalmente un caudal de diseño de $Q = 0,48 \text{ m}^3/\text{seg}$.

3.2.1. Procedimientos de sistemas preliminares (proceso primario)

En la entrada al sistema de tratamiento de aguas residuales, se realizará un proceso de desbaste para asegurar que no exista introducción al sistema de sólidos de gran tamaño que pueden llegar al flujo de agua residual en cualquier instante en su evacuación. El desbaste consistirá en una reja colocada antes del tanque sedimentador, que retendrá los sólidos de gran tamaño y permitirá realizar la remoción de los mismos. La reja de desbaste será realizada usando barras de hierro corrugado de diámetro de 1 pulgada, formando una cuadrícula de aperturas cuadradas de 5 cm de lado. La remoción de sólidos retenidos en la reja será realizada a un intervalo de 12 horas o con mayor frecuencia en caso de rápida acumulación.

Se diseñara un sedimentador de canal rectangular que soporte la totalidad del flujo de agua residual que ingresa al sistema, para mantener un solo flujo de agua hasta la separación de caudal en el tratamiento secundario. El sedimentador corresponde al diseño de un desarenador, utilizado únicamente para remover partículas de tamaño igual o mayor al diámetro de arena. Esto se realiza con el fin de evitar trabas o daños en los tratamientos secundarios por presencia de partículas de gran tamaño y lograr mayor eficiencia en los mismos. Los lodos almacenados en el desarenador se utilizan en tratamientos especiales que involucren la

necesidad de estos, como lodos activados, en caso de requerir nutrientes adicionales en el tratamiento o crecimiento bacteriano.

Para el diseño, se calculará la profundidad y longitud requerida del desarenador a partir de un ancho inicial de diseño asumido. Se analizará los resultados en dimensiones a partir de variación en ancho para comparar diferencias en las alturas y longitudes y optimizar el espacio a utilizar. Se considerará una velocidad de flujo de ingreso de agua de 0,30 m/seg.

Conociendo que:

$$A = T * H \text{ [Ec. 12]} \quad ; \quad Q = v * A \text{ [Ec. 13]}$$

Se tiene:

$$Q = v * T * H$$

Despejando altura H se obtiene:

$$H = \frac{Q}{v * T} \quad (1.1)$$

Para obtener luego la longitud del desarenador se utiliza la siguiente expresión:

$$\frac{L}{v} = \frac{H}{v_s} \quad [Ec. 14]$$

La velocidad de asentamiento v_s es de 1,15 m/min para partículas de 0,21mm de diámetro (tamiz 65) que corresponde a un gran porcentaje de tamaño de arena, para no perder toda la porción de sólidos de materia orgánica. Despejando L se obtiene:

$$L = \frac{H}{v_s} * v \quad (1.2)$$

Se debe agregar una longitud mínima recomendada como factor de seguridad, que equivale a dos veces la altura requerida obtenida previamente. La longitud adicional permite también compensar posibles pérdidas de eficiencia, especialmente por turbulencia en el flujo de agua. Pero esta longitud adicional no debe ser mayor que el 50% de la longitud obtenida anteriormente, para que no existan problemas por sobredimensionamiento o relaciones entre dimensiones muy excesivas.

$$L_{min\ ad.} = 2 H \quad (1.3)$$

$$L_{m\acute{a}x\ ad.} = 0,5 L \quad (1.4)$$

La longitud total final del sedimentador (desarenador) será la suma de la longitud teórica calculada más una longitud adicional que se encuentre entre la mínima y la máxima.

El tiempo de retención hidráulico (Θ) debe ser mayor al tiempo de sedimentación (Θ_s) para garantizar la sedimentación de las partículas correspondientes al diámetro de diseño.

$$\theta = \frac{L}{v} \quad [Ec. 15] \quad (1.5)$$

$$\theta_s = \frac{H}{v_s} \quad [Ec. 16] \quad (1.6)$$

3.2.1.1. Diseño del sedimentador, con un ancho de T = 1,5 m

De (1.1)

$$H = \frac{Q}{v * T} = \frac{0,48}{0,3 * 1,5}$$

$$H = 1,07\ m = 1,10\ m$$

De (1.2)

$$L = \frac{H}{v_s} * v = \frac{1,10}{(1,15/60)} * 0,3$$

$$L = 17,22 \text{ m}$$

De (1.3) y (1.4)

$$L_{mín \text{ ad.}} = 2 H = 2 * 1,1 = 2,2 \text{ m}$$

$$L_{máx \text{ ad.}} = 0,5 L = 0,5 * 17,22 = 8,61 \text{ m}$$

Se adopta una longitud total final de $L_t = 20 \text{ m}$.

De (1.5) y (1.6)

$$\theta = \frac{L}{v} = \frac{20}{0,3} = 67 \text{ s} = 1,12 \text{ min}$$

$$\theta_s = \frac{H}{v_s} = \frac{1,1}{1,15} = 0,96 \text{ min}$$

Se comprueba que $\theta \geq \theta_s$.

3.2.1.2. Diseño del sedimentador, con un ancho de $T = 2,0$ m

De (1.1)

$$H = \frac{Q}{v * T} = \frac{0,48}{0,3 * 2,0}$$

$$H = 0,80 \text{ m}$$

De (1.2)

$$L = \frac{H}{v_s} * v = \frac{0,8}{(1,15/60)} * 0,3$$

$$L = 12,52 \text{ m}$$

De (1.3) y (1.4)

$$L_{mín ad.} = 2 H = 2 * 0,8 = 1,6 \text{ m}$$

$$L_{máx ad.} = 0,5 L = 0,5 * 12,52 = 6,26 \text{ m}$$

Se adopta una longitud total final de $L_t = 14,5$ m.

De (1.5) y (1.6)

$$\theta = \frac{L}{v} = \frac{14,5}{0,3} = 49 \text{ s} = 0,82 \text{ min}$$

$$\theta_s = \frac{H}{v_s} = \frac{0,8}{1,15} = 0,70 \text{ min}$$

Se comprueba que $\theta \geq \theta_s$.

3.2.1.3. Diseño del sedimentador, con un ancho de T = 2,2 m

De (1.1)

$$H = \frac{Q}{v * T} = \frac{0,48}{0,3 * 2,2}$$

$$H = 0,73 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$$

De (1.2)

$$L = \frac{H}{v_s} * v = \frac{0,75}{(1,15/60)} * 0,3$$

$$L = 11,74 \text{ m}$$

De (1.3) y (1.4)

$$L_{\min ad.} = 2 H = 2 * 0,75 = 1,5 \text{ m}$$

$$L_{\max ad.} = 0,5 L = 0,5 * 11,74 = 5,87 \text{ m}$$

Se adopta una longitud total final de $L_t = 13,5 \text{ m}$.

De (1.5) y (1.6)

$$\theta = \frac{L}{v} = \frac{13,5}{0,3} = 45 \text{ s} = 0,75 \text{ min}$$

$$\theta_s = \frac{H}{v_s} = \frac{0,75}{1,15} = 0,65 \text{ min}$$

Se comprueba que $\theta \geq \theta_s$.

Alternativa	1	2	3
Ancho T (m)	1,5	2,0	2,2
Altura H (m)	1,10	0,80	0,75
Largo L (m)	20	14,5	13,5
Tiempo de retención hidráulico Θ (min)	1,12	0,82	0,75

Alternativa	1	2	3
Tiempo de sedimentación Θ_s (min)	0,96	0,70	0,65
Área Superficial (m ²)	30	29	29,7
Volumen Requerido (m ³)	33	23,2	22,3

Tabla XVIII. Resultados de alternativas de cálculo de diseño del sedimentador primario.

3.2.2. Alternativa 1 de tratamiento principal (proceso secundario) – Lodos Activados

El diseño del tratamiento de proceso de lodos activados cuenta con un tanque de aireación y posteriormente con un sedimentador secundario para la acumulación respectiva de los lodos. Para este tratamiento, se tomarán como coeficientes cinéticos los respectivos al sustrato de residuos domésticos, en base al DBO, con una temperatura de 20°C, según la Tabla 5 de sección 2.4.3. En este tratamiento se trabajará con tres tratamientos de lodos activados en paralelo, por lo que el caudal de cada uno de ellos es el caudal total dividido para 3.

$$Q = \frac{0,48}{3}$$

$$Q = 0,16 \frac{m^3}{s}$$

Sustrato	$\frac{Y}{mg\ sustrato}$ <i>mg SSV</i>	μ_m <i>día⁻¹</i>	k <i>día⁻¹</i>	$\frac{K_s}{mg}$ <i>lt</i>	K_d <i>día⁻¹</i>	Base del Coeficiente
Residuo doméstico	0,5	13,2	26,4	120	0,06	DBO

Tabla XIX. Coeficientes cinéticos utilizados en el diseño del tratamiento. (Romero Rojas, 2008)

El tiempo de retención hidráulico (tiempo de aireación) en el tanque de aireación (θ) es:

$$\theta = \frac{V}{Q} \quad [Ec. 17]$$

De esto se obtiene que:

$$V = Q * \theta$$

Manteniendo un tiempo de retención hidráulico de 8 horas, se requiere de un volumen:

$$V = 0,16 \frac{m^3}{s} * (8h) * \frac{3600 s}{1 h}$$

$$V = 4\ 608\ m^3$$

La carga orgánica (CO) se refiere a la concentración de DBO por el caudal del afluente:

$$CO = S_o * Q \quad [Ec. 18]$$

S_o = Concentración de DBO del agua residual = 228,67 mg/lit

X = Concentración de SVT en el tanque de aireación, del agua residual = 1530 mg/lit, representando un porcentaje de 86,9% de los sólidos totales. La concentración de sólidos volátiles totales se asume totalmente como sólidos suspendidos volátiles (SSV) para representar el caso más desfavorable.

$$CO = 228,67 \frac{mg}{lt} * 0,16 \frac{m^3}{s} * \frac{1000 lt}{1 m^3}$$

$$CO = 36\,587,2 \frac{mg\ DBO}{s} * \frac{3600 * 24s}{1\ día} * \frac{1g}{1000g}$$

$$CO = 3,16 \times 10^6 \frac{g\ DBO}{día}$$

Las concentraciones de contaminantes en el efluente debe estar dentro del límite máximo permisible regulado por el TULSMA mencionado

anteriormente. Se diseñará para que la concentración de DBO₅ en el efluente sea de S = 40 mg/lit.

En base a la concentración inicial y la final deseada, se calcula la eficiencia del proceso (E).

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} \quad [Ec. 19]$$

$$E = \frac{228,67 - 40}{228,67}$$

$$E = 0,8251 = 82,51\%$$

A continuación se determina la relación entre alimento y microorganismos por día (A/M), parámetro que representa la carga orgánica por unidad de masa de microorganismos.

$$\frac{A}{M} = \frac{Q * S_o}{V * X} \quad [Ec. 20]$$

$$\frac{A}{M} = \frac{0,16 * 228,67 \text{ mg DBO}}{4608 * 1530 \text{ mg SSV} * s} * \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} * \frac{24 \text{ h}}{1 \text{ día}}$$

$$\frac{A}{M} = 0,448 \frac{\text{mg DBO}}{\text{mg SSV} * \text{día}}$$

Se procede a determinar luego la tasa específica de utilización del sustrato por unidad de masa de microorganismos (U), en base a la relación A/M y la eficiencia determinada previamente del tratamiento.

$$U = \frac{A}{M} * E \quad [Ec. 21]$$

$$U = 0,448 * 0,8251$$

$$U = 0,370 \frac{mg \text{ DBO}}{mg \text{ SSV} * día}$$

El tiempo de retención celular (Θ_c) se determina en base a la tasa específica de utilización de sustrato y de los coeficientes cinéticos para tratamientos biológicos aeróbicos (Y, k_d), usando valores típicos proporcionados por la tabla de valores en esta sección.

De la ecuación:

$$\frac{1}{\theta_c} = Y * U - k_d \quad [Ec. 22]$$

Despejando Θ_c , se obtiene que:

$$\theta_c = \frac{1}{Y * U - k_d}$$

$$\theta_c = \frac{1}{0,5 * 0,370 - 0,06}$$

$$\theta_c = 8 \text{ días}$$

Este tiempo de retención celular permite determinar la concentración de sólidos suspendidos volátiles en el efluente y determinar si cumple los límites máximos establecidos anteriormente. También permite determinar el caudal de recirculación de lodos y finalmente determinar la relación de recirculación en el proceso de lodos activados. Luego de este tiempo, es recomendable también retirar la acumulación de lodos y evitar la saturación total.

Se conoce también que:

$$\theta_c = \frac{V * X}{Q * X_e} \quad [Ec. 23]$$

Se despeja X_e , que es la concentración de SSV en el efluente del proceso y se obtiene:

$$X_e = \frac{V * X}{Q * \theta_c}$$

$$X_e = \frac{4608 * 1530}{0,16 * (8 * \frac{24h}{1 día} * \frac{3600s}{1 h})}$$

$$X_e = 63,75 \frac{mg SSV}{lt}$$

Se determina, en base al porcentaje que representan los sólidos volátiles y el valor de sólidos suspendidos volátiles en el efluente, los sólidos suspendidos totales (X_{st}):

$$X_{st} = \frac{X_e}{Porcentaje} \quad [Ec. 24]$$

$$X_{st} = \frac{63,75}{0,869}$$

$$X_{st} = 73,36 \frac{mg SST}{lt}$$

Se determina que $X_e = 63,75 \text{ mg SSV/lt}$ es una concentración aceptable en el efluente del tratamiento. La concentración final de sólidos suspendidos totales es $X_{st} = 73,36 \text{ mg SST/lt}$, un valor por debajo del límite máximo permisible de 100 mg SST/lt , por lo que cumple con las

normas establecidas. Se consideró, como SSV, la totalidad de concentración de SVT, entonces de manera análoga, 73,36 mg/lit se puede considerar como concentración de sólidos totales, presentando un valor muy por debajo del límite máximo de 1600 mg ST/lit, por lo que este límite también se cumple dentro del tratamiento. El tratamiento cumple con los parámetros de diseño y límites establecidos por el T.U.L.S.M.A., obteniendo un diseño eficiente en su remoción.

X_r es la concentración de sólidos totales sedimentados que recirculan al tanque de aireación. Esta concentración será un parámetro de diseño, es decir que en el momento que los lodos en el sedimentador secundario alcancen esta concentración, se realizará la recirculación respectiva. La concentración total de lodos de diseño es de un valor de 12000 mg/lit, considerado un valor apropiado respecto al crecimiento bacteriano para fines de este tipo de tratamiento.

Se determina el caudal de disposición de lodos en base al tiempo de retención celular y la concentración de microorganismos en la recirculación de lodos que es la misma concentración que en la disposición final de los lodos (removidos). Partiendo de:

$$\theta_c = \frac{V * X}{Q_w * X_r}$$

Despejando el caudal de disposición de lodos Q_w se obtiene finalmente:

$$Q_w = \frac{V * X}{\theta_c * X_r} \quad [Ec. 25]$$

$$Q_w = \frac{4608 * 1530}{8 * (0,869 * 12000)}$$

$$Q_w = 84,51 \frac{m^3}{día} * \frac{1 \text{ día}}{24 * 3600 \text{ s}}$$

$$Q_w = 0,000978 \frac{m^3}{s}$$

El caudal del efluente (Q_e) es la diferencia entre el caudal del afluente respecto al caudal de los lodos dispuestos en el tratamiento.

$$Q_e = Q - Q_w \quad [Ec. 26]$$

$$Q_e = 0,16 - 0,000978$$

$$Q_e = 0,159 \frac{m^3}{s}$$

El caudal de recirculación (Q_r) se determina con la siguiente ecuación:

$$Q_r = \frac{Q * X}{X_r - X} \quad [Ec. 27]$$

$$Q_r = \frac{0,16 * 1530}{(0.869 * 12000) - 1530}$$

$$Q_r = 0,0275 \frac{m^3}{s}$$

Por lo tanto, la relación de recirculación es:

$$R = \frac{Q_r}{Q} \quad [Ec. 28]$$

$$R = \frac{0,0275}{0,16}$$

$$R = 0,1719 = 17,19 \%$$

La producción de lodos (Px) se obtiene de la siguiente manera:

$$P_x = \frac{X * V}{\theta_c} \quad [Ec. 29]$$

$$P_x = \frac{1530 * 4608}{8}$$

$$P_x = 881\,280 \frac{g\ SSV}{día}$$

$$P_x = 881,28 \frac{kg\ SSV}{día}$$

La cantidad de oxígeno requerido (DO) para el correcto funcionamiento del proceso en el tanque aireador es:

$$DO = 1,5 * Q * (S_o - S) - 1,42 * X_r * Q_w \quad [Ec. 30]$$

$$DO = 1,5 * 0,16 \frac{m^3}{s} * (228,67 - 40) \left(\frac{g}{m^3}\right) - 1,42 * (0,869 * 12000 \frac{g}{m^3}) * 0,000978 \frac{m^3}{s}$$

$$DO = 30,80 \frac{g\ O_2}{s} * \frac{3600 * 24\ s}{día} * \frac{1\ kg}{1000\ g}$$

$$DO = 2661,12 \frac{kg\ O_2}{día}$$

El caudal de aire (Qaire) requerido, en condiciones normales climáticas (20°C y 1atm), será:

$$Q_{aire} = \frac{DO}{0,232 * 1,20} \quad [Ec. 31]$$

$$Q_{aire} = \frac{2661,12}{0,232 * 1,20}$$

$$Q_{aire} = 9558,621 \frac{m^3}{día}$$

Considerando una eficiencia del 10% en la transferencia del oxígeno del equipo de aireación (por ventiladores) hacia el flujo de agua, la cantidad real de aire requerida en el equipo para satisfacer este caudal es de:

$$Q_{aire\ eq} = \frac{Q_{aire}}{Ef.\ transferencia} \quad [Ec. 32]$$

$$Q_{aire\ eq} = \frac{9558,621}{0,10}$$

$$Q_{aire\ eq} = 95\ 586,21 \frac{m^3}{día}$$

Para el diseño del sistema de lodos activados, se pueden emplear difusores para la transmisión de oxígeno. Los difusores presentan por lo general una eficiencia de hasta 30% de acuerdo al equipo, se considerará una eficiencia del 25% en la transferencia del oxígeno.

$$Q_{aire\ dif} = \frac{Q_{aire}}{Ef.\ transferencia}$$

$$Q_{aire\ dif} = \frac{9558,621}{0,25}$$

$$Q_{aire\ dif} = 38234,48 \frac{m^3}{día}$$

De manera estándar, un difusor de alta carga, de 14 pulgadas de diámetro, puede proporcionar caudal elevado, se realizará bajo un flujo de 8,7 m³/h, obtenido como dato de la empresa Serquimsa. Se considera que estos difusores se encuentran así mismo localmente.

En base a la capacidad de circulación de aire de un difusor ($Q_v = 8,7$ m³/h), el número de difusores requeridos en cada uno de los tanques aireadores es de:

$$\# \text{ difusores} = \frac{Q_{aire\ dif}}{Q_v} \quad [Ec. 33]$$

$$\# \text{ difusores} = \frac{38234,48}{8,7 * 24}$$

$$\# \text{ difusores} = 183,12 = 184 \text{ difusores}$$

Se requieren de 184 difusores en cada una de los tres tanques aireadores, por lo que la cantidad total requerida de estos es de 552.

Para la proporción de oxígeno a cada difusor, se utilizarán motores “blowers”, referenciado también de la empresa de Serquimsa, con datos típicos de acuerdo a la potencia de los mismos. Un blower simple (ejemplo de modelo por Serquimsa “SQS-150s), con tubería de 3/4” y una potencia de 200 w, puede proporcionar oxígeno a un flujo de 0,145 m³/min (8,7 m³/h). Este flujo es el diseñado para la proporción de oxígeno a través de los difusores, por lo que la cantidad anterior es la adecuada para la transmisión del flujo de aire.

Al volumen del tanque aireador, se debe agregar el porcentaje que representa la recirculación de lodos (R) para tener un volumen total que sea capaz de soportar el flujo del afluente Q así como el flujo de recirculación de lodos Q_r.

$$V_t = V + Qr * \theta \quad [Ec. 34]$$

$$V_t = 4608 + 0,0275 * (8 * 3600)$$

$$V_t = 5400 \text{ m}^3$$

Se diseña bajo una velocidad de flujo de entrada de $v = 0,005 \text{ m/s}$ al tanque aireador para evitar turbulencia y asegurar la correcta inclusión

del aire por parte del difusor al flujo de agua. Para mantener esta velocidad de flujo, el área requerida A es:

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

$$A = \frac{0,16}{0,005}$$

$$A = 32 \text{ m}^2$$

Para un ancho $T = 9 \text{ m}$, la profundidad requerida (H) para el tanque aireador es:

$$H = \frac{A}{T}$$

$$H = \frac{32}{9}$$

$$H = 3,56 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

Se determina la longitud del tanque aireador (L) a partir del volumen y el área de entrada:

$$L = \frac{V}{T * H}$$

$$L = \frac{5400}{9 * 4}$$

$$L = 150 \text{ m}$$

La longitud requerida total del tanque aireador para poder almacenar el agua durante el tiempo de recirculación hidráulico es de 150 m, con un área transversal de 36 m², 9 m de ancho por 4 m de altura.

El diseño del sedimentador secundario se realiza en base al flujo másico de sólidos que es:

$$P_x = 881,28 \frac{\text{kg}}{\text{día}}$$

Se diseñará bajo una carga máxima de sólidos en el sedimentador de:

$$P_{max} = 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 * \text{día}}$$

Se obtiene entonces el área de sedimentación requerida de diseño por la carga de sólidos:

$$A_s = \frac{P_x}{P_{max}} \quad (Ec. 35)$$

$$A_s = \frac{881,28}{20}$$

$$A_s = 44,06 \text{ m}^2$$

El área del sedimentador también se analiza en base al caudal y carga superficial (cs). Se considera como carga superficial de 150 m/día (0,1042 m/min = 0,0017 m/s).

$$A_s = \frac{Q}{cs} \quad [Ec. 36]$$

$$A_s = \frac{0,16}{0,0017}$$

$$A_s = 94,12 \text{ m}^2$$

Se tomará como área de sedimentación el valor máximo de ambos obtenidos anteriormente, un área superficial de 94,12 m². Se tomará una sección rectangular de 9 m de ancho por una longitud de 10,5 m. El área final de sedimentación es de:

$$A_s = 9 * 10,5 = 94,5 \text{ m}^2$$

La altura del sedimentador secundario es de 4 m, misma altura correspondiente al diseño del tanque aireador realizado previamente. El volumen (V) del sedimentador secundario es:

$$V = A * H$$

$$V = 94,5 * 4$$

$$V = 378 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención hidráulico (Θ) es de:

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

$$\theta = \frac{378}{0,16}$$

$$\theta = 2362,5 \text{ s} = 39,375 \text{ min} = 0,656 \text{ h}$$

Un tiempo de retención hidráulico de 40 minutos aproximadamente se considera adecuado para permitir la sedimentación de los lodos

formados en este proceso de lodos activados y obtener las remociones estimadas.

Tanque	Ancho T (m)	Altura H (m)	Largo L (m)	Área sup. (m ²)	Volumen (m ³)	Tiempo de retención hidráulico Θ (h)
Aireador	9	4	150	1350	5400	8
Sedimentador Secundario	9	4	10,5	94,5	378	0,656
Número de difusores (12,5 pulgadas de diámetro) = 184						
Área superficial total = 4050 m ²						
DBO en el efluente = 40 mg/lit ; Eficiencia = 82,51%						

Tabla XX. Diseño de tanque aireador y sedimentador secundario (3 en paralelo).

3.2.3. Alternativa 2 de tratamiento principal (proceso secundario) –

Filtros Anaerobios

El diseño del filtro anaerobio con flujo ascendente cuenta con un reactor que puede estar ubicado en la superficie o enterrado. Para el diseño del tiempo de retención hidráulico y el volumen útil del reactor, es necesario tener en cuenta a la carga orgánica volumétrica que se relaciona con el sustrato que ingresa mediante la ecuación

$$C O = \frac{S_0}{TRH} \quad [Ec. 37]$$

Donde S_o es la cantidad de sustrato en el afluente expresada en mg DBO/l y el TRH es el tiempo de retención hidráulico expresado en días y CO es la carga orgánica volumétrica en $Kg/m^3 \cdot días$. Los filtros anaerobios se diseñan para que puedan trabajar con una carga orgánica de hasta $16 kg/m^3 \cdot días$, pero comúnmente se trabaja hasta un valor de $12 kg/m^3 \cdot días$. Como parámetro de diseño inicial se ha optado por tomar como parámetro de diseño el tiempo de retención hidráulica. Para efectos de diseño conservador optaremos por un tiempo de retención hidráulico de 0,5 días, teniendo un sustrato de 228,67 mgDBO/l (0.22867 kg DBO/m³) entrando en el afluente.

$$CO = \frac{228,67}{0,5 * 1000}$$

$$CO = 0,45734 \frac{kg}{m^3 * días}$$

Como se observa la carga orgánica volumétrica se encuentra debajo del límite máximo cumpliendo con lo establecido. Por otro lado la relación

$$Q = \frac{V_u}{TRH} \quad (Ec. 38)$$

Ayuda a obtener un volumen útil del filtro, comúnmente los filtros anaerobios de flujo ascendente son de grandes profundidades pero no ocupan mayor área superficial. Se puede esperar un volumen de mayor o menor tamaño dependiendo del tiempo de retención.

$$C O = \frac{S_o * Q}{V_u} \quad [Ec. 39]$$

Reemplazando el tiempo de retención hidráulico de la ecuación anterior en la actual se obtiene una relación inversamente proporcional entre la carga orgánica volumétrica y el volumen útil del reactor.

$$V_u = \frac{S_o * Q}{C O}$$

$$V_u = \frac{0.22867 * 0.048 \frac{m^3}{s} * \frac{86400s}{1dia}}{0.45734}$$

$$V_u = 2073.6 m^3$$

Como se puede observar, el caudal fue tomado en un 10% de su totalidad, esto se debe a que se busca diseñar 10 filtros. Se consideró esta alternativa para asegurarse que siempre estén en funcionamiento y el mantenimiento se pueda realizar sin detener el sistema de tratamiento.

Existen una relación que limita la proporción de sustrato con el nitrógeno y el fosforo presentes en la alimentación:

$$\frac{S_o}{NP} < 7$$

Donde NP es la concentración de compuestos de nitrógeno y fosforo presentes en la alimentación, la mayor proporción se encuentra en el nitrógeno, por tal razón se considera al nitrógeno en su totalidad como parámetro.

$$\frac{S_o}{NP} = \frac{228,67}{41,4} \quad [Ec. 40]$$

$$\frac{S_o}{NP} = 5.52 < 7$$

Se encuentra dentro del rango permitido, así que se establece que el agua residual cumple las características necesarias para ser tratada con este método. La eficiencia del filtro es un valor que se puede obtener mediante una relación que la conecta al tiempo de retención hidráulico. Esta relación posee parámetros experimentales, es mencionada en la norma brasilera ABNT:

$$E = 100 * \left(1 - \frac{0,87}{\sqrt[2]{TRH}}\right) \quad [Ec. 41]$$

$$E = 100 * \left(1 - \frac{0,87}{\sqrt[2]{12}}\right)$$

$$E = 74.885\%$$

Donde el tiempo de retención se encuentra en horas. En un diseño de un filtro anaerobio de flujo ascendente se considera efectivo si el valor de la eficiencia se encuentra alrededor de un intervalo de 75 – 95%. La eficiencia es proporcional al tiempo de retención y este a su vez es proporcional al volumen útil del reactor, y esto significaría un mayor costo de construcción y operación.

A partir de esta eficiencia, se obtiene el DBO del efluente (S) luego del tratamiento:

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} * 100$$

$$S = S_o - \frac{E}{100} * S_o \quad [Ec. 42]$$

$$S = 228,67 - \frac{74.885}{100} * 228,67$$

$$S = 57.43 \frac{mg}{lt}$$

El DBO del efluente es de 57.43 mg/lt, valor que se encuentra por debajo del límite permisible de 100 mg/lt.

Para el diseño geométrico del reactor, hay consideraciones de diseño que han sido implementadas en varias normas de países distintos. No existe una normativa ecuatoriana que regule a las dimensiones del reactor, pero las normativas extranjeras sirven de base para un correcto diseño:

$$b < L < 3b$$

$$L < 2Hu$$

Donde Hu es la altura útil del reactor, L es el lado mayor y b es el lado menor, con el objetivo de llegar a un acuerdo dimensional que cumpla con las condiciones previamente mencionadas.

Alternativa	1	2	3
Altura (m)	8.5	11	12
Largo (m)	16	14	13.5

Alternativa	1	2	3
Ancho (m)	15.5	14	13
Tiempo retención hidráulico (h)	12	12	12
Área superficial (m ²)	248	196	175.5
Volumen útil (m ³)	2108	2156	2106
Área superficial total (m ²)	2480	1960	1755
DBO en el efluente = 57.43 mg/lit ; Eficiencia = 74.885%			

Tabla XXI. Alternativas de diseño de reactor de filtro anaerobio de flujo ascendente (10 en paralelo)

Los filtros anaerobios trabajan eficientemente en temperaturas de 25 a 38 C y no requieren manejo del pH debido a su capacidad auto reguladora. En cuanto al medio filtrante, se debe procurar que la superficie específica esté situada en un valor aproximado entre los 100 m²/m³. El material usado como medio filtrante usualmente está compuesto por gravas y arenas de gran tamaño pero existen muchos materiales de fácil obtención y de origen reciclable como vasos de plásticos, polímeros, tuberías de PVC presentadas en pedazos, bambú, entre otros que también logran una remoción positiva. Para efectos de este proyecto se utilizará agregado grueso de tamaño ¾, el cual es de fácil obtención en el mercado por su utilidad en proyectos de construcción.

$$A_e = \frac{\sum A_{sa}}{V_u} \quad (Ec.43)$$

Donde A_e es la superficie específica, A_{sa} es el área superficial del agregado usado en el medio de soporte y V_u es el volumen útil del reactor. Se desconoce el número de agregados en el reactor, así que se puede hallar mediante la relación

$$\# \text{ agregados} = \frac{V_u}{V_a} \quad [\text{Ec. 44}]$$

Reemplazando en la ecuación anterior, se obtiene que

$$A_e = \frac{A_{sa} * \frac{V_u}{V_a}}{V_u}$$

Simplificando el área útil del reactor, solo nos quedaría que la superficie específica depende exclusivamente de las características geométricas del agregado o medio de soporte utilizado.

$$A_e = \frac{A_{sa}}{V_a}$$

$$A_e = \frac{A_{sa}}{V_a}$$

Los reactores de filtros anaerobios se componen de zona entrada, zona de salida, medio de soporte y canaleta de lodos. La zona de entrada, también llamada fondo falso, es donde se depositan y se acumulan las aguas residuales que entran al reactor y que pasan al medio filtrante. Su altura es pequeña en comparación con el reactor, se puede utilizar una altura de 30 a 50 cm, no es un valor exacto pero es necesario para que se pueda ubicar la tubería de ingreso, de tal manera que se puede decir que depende del diámetro de la misma.

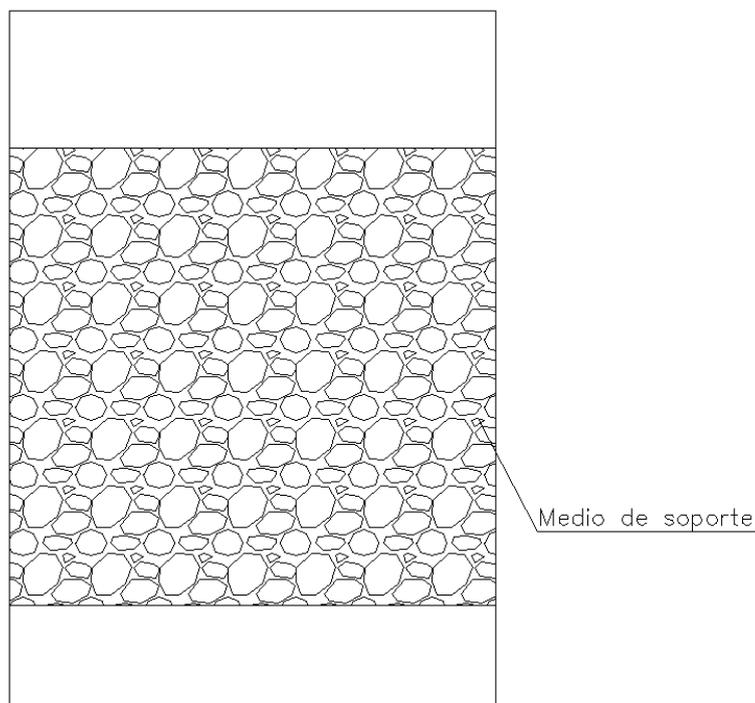


Figura 20. Esquema de medio de soporte

La zona de salida, al igual que la zona de entrada, se aproxima en un límite similar y se define como la distancia entre el medio de soporte

hasta la canaleta donde se transporta el efluente tratado. En esta zona se puede visualizar la película bacteriana que se genera por el tratamiento.

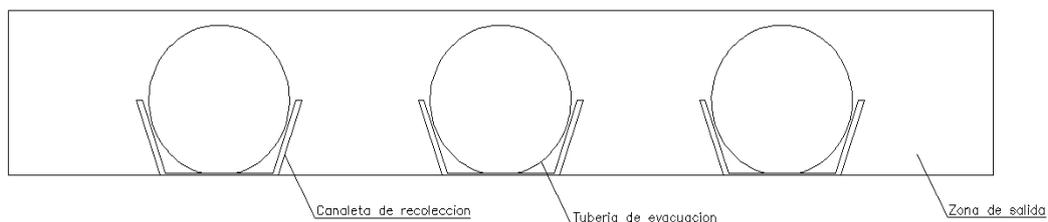


Figura 21. Esquema de diseño de zona de salida y evacuación del efluente

Se utilizan 3 tuberías de evacuación debido al gran tamaño de las dimensiones del reactor para este proyecto. Teniendo en cuenta los 8.5 metros de altura útil del reactor, menos los 60 cm correspondientes a la zona de entrada y salida, da un total de 7.9 metros de medio de soporte.

Finalmente, la velocidad superficial debe ser menor a 1 m/h para que no arrastre sólidos con el efluente evacuado. Para efecto de este cálculo, la ecuación de la continuidad es aplicable

$$Q = v * A$$

Despejando la velocidad de la ecuación y reemplazando el área superficial con la calculada en el proceso de alternativas

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

$$v = \frac{0.048 \frac{m^3}{s} * \frac{3600s}{1h}}{248}$$

$$v = 0.69677 \frac{m}{h} < 1$$

Se observa que el diseño cumple los parámetros propuestos. En cuanto a la disposición de lodos, se utilizan canaletas que actúan cuando el nivel de lodos sobrepasa al adecuado y son dispuestos.

3.2.4. Alternativa 3 de tratamiento principal (proceso secundario) – Biodiscos

Para el tratamiento con biodiscos, se utilizará el modelo de Wu, siendo aplicable en tratamiento de aguas residuales domésticas o municipales con biodiscos de rotación mecánica en serie. La velocidad rotacional máxima para aplicar este método es de 4 revoluciones por minuto (4 RPM), tomando esta velocidad como la velocidad rotacional de diseño de los biodiscos. Para aplicar este modelo, se requiere de suficiente transferencia de oxígeno para la formación de biocapa, recomendando los biodiscos convencionales. La fracción sumergida del biodisco se

diseñará a un 40%. Se diseñará un tratamiento en paralelo de biodiscos, separando el caudal en 8 tratamientos paralelos para evitar concentración de flujo de agua en un solo tramo.

$$Q = \frac{0,48}{8} = 0,06 \frac{m^3}{s}$$

El modelo de Wu establece que el DBO del efluente (S) se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{84,7 * q^{0,5579} * S_o^{0,3163}}{e^{0,32 N} * t^{0,2477}} \quad [Ec. 45]$$

De la ecuación anterior, se despeja la carga hidráulica (q).

$$q^{0,5579} = \frac{S * e^{0,32 N} * t^{0,2477}}{84,7 * S_o^{0,3163}}$$

$$q = \left(\frac{S * e^{0,32 N} * t^{0,2477}}{84,7 * S_o^{0,3163}} \right)^{\frac{1}{0,5579}}$$

El tratamiento será diseñado para obtener una concentración de DBO en el efluente de $S = 20$ mg/lit. La concentración inicial de DBO en el afluente es de $S_o = 228,67$ mg/lit. La eficiencia del tratamiento (E) es:

$$E = \frac{S_o - S}{S_o}$$

$$E = \frac{228.67 - 20}{228.67}$$

$$E = 0.9125 = 91.25 \%$$

Se diseñará los biodiscos en serie con 10 etapas (N = 10) y a una temperatura de $t = 25^\circ\text{C}$.

$$q = \left(\frac{20 * e^{0,32*10} * 25^{0,2477}}{84,7 * 228,67^{0,3163}} \right)^{\frac{1}{0,5579}}$$

$$q = 4,4725 \frac{m}{día}$$

La carga hidráulica (q) es la relación entre el caudal (Q) y área superficial de discos (A_s).

$$q = \frac{Q}{A_s}$$

$$A_s = \frac{Q}{q} \quad [Ec. 46]$$

$$A_s = \frac{0,06 \frac{m^3}{s} * \frac{3600 * 24 s}{1 \text{ día}}}{4,4725 \frac{m}{\text{día}}}$$

$$A_s = 1159,08 \text{ m}^2$$

El área superficial requerida de los biodiscos en cada etapa es de 1159,08 m².

La carga orgánica (CO) que se obtiene en el tratamiento es:

$$CO = S_o * Q \quad [\text{Ec. 47}]$$

$$CO = 228,67 \frac{mg \text{ DBO}}{lt} * 0,06 \frac{m^3}{s} * \frac{1000 \text{ lt}}{1 \text{ m}^3} * \frac{1 \text{ g}}{1000 \text{ mg}} * \frac{3600 * 24 s}{1 \text{ día}}$$

$$CO = 1 \ 185 \ 425,28 \frac{g \text{ DBO}}{\text{día}}$$

Se considera una carga orgánica superficial de diseño (CO_d) de:

$$CO_d = 20 \frac{g \text{ DBO}}{m^2 * \text{día}}$$

El área total requerida de discos (A_d) se obtiene con la siguiente ecuación:

$$A_{td} = \frac{CO}{CO_d} \quad [Ec. 48]$$

$$A_{td} = \frac{1185425,28}{20}$$

$$A_{td} = 59271,26 \text{ m}^2$$

Utilizando discos de $D = 8$ m de diámetro (de área A_{1d} , por ambos lados del disco), el número total de discos requeridos es:

$$\# \text{ Total Discos} = \frac{A_{td}}{2 * A_{1d}} \quad [Ec. 49]$$

$$\# \text{ Total Discos} = \frac{47417,01}{2 * \frac{\pi}{4} * (8)^2}$$

$$\# \text{ Total Discos} = 589,58 \text{ discos}$$

Como se adoptaron $N = 10$ etapas, el número de discos en cada etapa es de:

$$\frac{\# \text{ Discos}}{\text{Etapa}} = \frac{\# \text{ Total Discos}}{N} \quad [Ec. 50]$$

$$\frac{\# \text{ Discos}}{\text{Etapa}} = \frac{589,58}{10}$$

$$\frac{\# \text{ Discos}}{\text{Etapa}} = 58,96 = 59 \text{ discos por etapa}$$

En total, se obtiene 590 discos finalmente en el diseño del tratamiento por biodiscos.

La longitud total de los discos (L_d) en una de las etapas es:

$$L_d = \frac{A_s}{\pi * D} \quad [\text{Ec. 51}]$$

$$L_d = \frac{1159,08}{\pi * 8}$$

$$L = 46,12 \text{ m}$$

El espesor de cada disco que se requiere (e) se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$e = \frac{L}{\# \text{ Discos} / \text{Etapa}} \quad [\text{Ec. 52}]$$

$$e = \frac{46,12}{59}$$

$$e = 0,78 \text{ m} = 0,80 \text{ m}$$

La longitud de biodiscos L en cada etapa será:

$$L = e * \# \text{ Discos} \quad [\text{Ec. 53}]$$

$$L = 0,80 * 59$$

$$L = 47,2 \text{ m}$$

La longitud del tanque se realizará 1 m mayor a la longitud requerida de los discos, dejando un espacio libre de 50 cm antes y después de los discos (respecto a la placa separadora). La longitud del tanque de cada etapa Lt es:

$$L_t = L + 1 = 47,2 + 1 = 48,2 \text{ m (cada etapa)}$$

$$L_{total} = N * L_t = 10 * 48,2 = 482 \text{ m}$$

Se diseña a fracción sumergida de 40%.

$$\frac{a}{A} = 0,40$$

Esta relación de áreas equivale a una relación de radios de $r/R = 0,890$ aproximadamente en el círculo del biodisco. La profundidad sumergida del biodisco (r) es igual a:

$$r = 0,890 * R = 0,89 * 4m$$

$$r = 3,56 m$$

La distancia mínima que debe ir entre el biodisco parcialmente sumergido y el fondo del tanque es de 0,05 m. La profundidad total del tanque será $H = 3,70$ m. El ancho del tanque será de $T = 8,50$ m, para obtener una sección libre de 25 cm a cada lado del disco con respecto a las paredes del tanque.

El tiempo de retención hidráulico por etapa en los biodiscos (Θ) es de:

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{H * T * L}{Q}$$

$$\theta = \frac{3,70 * 8,5 * 48,2}{0,06}$$

$$\theta = 25264,83 \text{ s} = 421,08 \text{ min} = 7,02 \text{ h}$$

Se utilizarán pantallas de separación para obtener la separación por etapas diseñadas.

El área del sedimentador también se analiza en base al caudal y carga superficial (cs). Se considera como carga superficial de 150 m/día (0,1042 m/min = 0,0017 m/s).

$$A_s = \frac{Q}{cs} \quad [Ec. 54]$$

$$A_s = \frac{0,06}{0,0017}$$

$$A_s = 35,29 \text{ m}^2$$

Se tomará una sección rectangular de 6 m de ancho por una longitud de 6 m. El área final de sedimentación es de:

$$A_s = 6 * 6 = 36 \text{ m}^2$$

La altura del sedimentador secundario es de 3 m para asegurar la retención de la biocapa desprendida en el tratamiento. El volumen (V) del sedimentador secundario es:

$$V = A * H$$

$$V = 36 * 3$$

$$V = 108 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención hidráulico (θ) es de:

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

$$\theta = \frac{108}{0,06}$$

$$\theta = 1800 \text{ s} = 30 \text{ min} = 0,5 \text{ h}$$

Nota: El diseño cuenta con 8 tratamientos en paralelo.

Alternativa de diseño	1	2
Número de Etapas	10	8

Alternativa de diseño	1	2
Carga hidráulica (m/día)	4,4725	1,4202
Área superficial de discos requerido por Etapa (m ²)	1159,08	3650,19
Diámetro del disco (m)	8	8
# de Discos por Etapa	59	74
Espesor del disco (m)	0,8	2,0
Longitud de cada Etapa (m)	48,2	149
Longitud total del tratamiento (m)	482	1192
Ancho de tanque de etapas (m)	8,5	8,5
Profundidad de tanque de etapas (m)	3,7	3,7
Área superficial de tanque de biodiscos (m ²)	4097	177 608
Tiempo de retención hidráulico de biodiscos por etapa (h)	7,02	21,69
Ancho sedimentador secundario (m)	6	6
Largo sedimentador secundario (m)	6	6
Profundidad sedimentador secundario (m)	3	3
Área superficial de tanque sedimentador secundario (m ²)	36	36
Tiempo de retención hidráulico tanque secundario (h)	0,5	0,5
Alternativa de diseño	1	2
Área superficial total por biodiscos (m ²)	32 776	1 420 864
Área superficial total por sedimentación secundaria (m ²)	288	288
DBO en el efluente = 20 mg/lit ; Eficiencia = 91,25%		

Tabla XXII. Diseño de tratamiento de agua residual por biodiscos (cada uno de 8 en paralelo).

3.2.5. Desinfección (proceso terciario)

Las alternativas propuestas en secciones anteriores llegan a eficiencias de remoción desde el 75 hasta el 90%, pero deben ser continuadas de un tratamiento final previo a la disposición del efluente para reducir la carga bacteriana que se produjo en dichos procesos previos. Es

necesario un proceso de desinfección, donde se inactiven las bacterias para evitar la reproducción de las mismas. Teniendo en cuenta que el proyecto en diseño visualiza depositar el efluente en un cuerpo de agua como lo son el Rio Daule y el Rio Guayas, un tratamiento con cloro sería la opción más adecuada.

El cloro es un compuesto de fácil obtención y con resultados muy favorables, el único inconveniente es el efecto residual que genera por lo que usualmente se realiza un tratamiento posterior de decoloración. Dado que el efluente se dirige a un cuerpo de agua mayor, con carga contaminante mayor (No se puede comprobar pero se deduce debido a la falta de tratamiento del mismo y a la disposición de sólidos que se efectúa debido a ambas ciudades), no es necesario un proceso de decoloración, debido a que en lugar de constituir a un efecto residual, sería un efecto de tratamiento prolongado. La dosis de cloro presente en el efluente se tomara de valores típicos marcados en la siguiente tabla:

Aplicación	Intervalo de dosis (mg/lit)
Red de alcantarillado	
Control de corrosión (H ₂ S)	2 – 9
Control de olores	2 – 9
Control de crecimientos de películas biológicas	1 – 10
Tratamiento	
Reducción de DBO	0,5 – 2
Control de espumas en digestores y tanques Imhoff	2 – 15

Aplicación	Intervalo de dosis (mg/l)
Oxidación del sobrenadante del digestor	20 – 140
Oxidación del sulfato ferroso	-
Control de moscas en los filtros	0,1 – 0,5
Control de la inundación en los filtros	1 – 10
Eliminación de grasas	2 – 10
Control del bulking del fango	1 – 10
Evacuación (desinfección)	
Agua residual bruta (precloración)	6 – 25
Efluente primario	5 – 20
Efluente del proceso de precipitación química	2 – 6
Efluente de plantas de filtros percoladores	3 – 15
Efluente del proceso de fangos activados	2 – 8
Efluente filtrado (a continuación del proceso de fangos activados)	1 – 5

Tabla XXIII. Dosis típicas de compuestos de cloro para procesos de desinfección debido al origen del agua (Metcalf & Eddy)

Entre las alternativas previamente mencionadas, el crecimiento micro bacteriano es primordial y esta característica de tal manera que se pueden considerar los límites de dosis establecidos en el proceso de lodos activados ya que tiene una producción mayor bacteriana, si tomamos en consideración ese punto, el intervalo de dosis de 2-8 mg/l de cloro, una dosis adecuada de cloro para el tratamiento sería de 5mg/l de cloro. Con esta cantidad, se asegurará que se mantenga una inactivación de bacterias adecuada para la disposición de las mismas a cuerpos de agua. Los compuestos de cloro a utilizar son el cloro (Cl_2), el dióxido de cloro (ClO_2), el hipoclorito de calcio [$\text{Ca}(\text{OCl})_2$], y el hipoclorito de sodio (NaOCl). Se pueden presentar de distintas maneras, ya sea en pastillas, de forma líquida o en gas licuado.

Para el diseño del sistema de desinfección, es necesario presentar dimensiones para el tanque de cloración, donde el efluente se mantendrá un tiempo de retención establecido. El tiempo de retención hidráulico que recomienda la EPA es de 15 a 45 minutos, se toma un promedio de 30 min para obtener un tiempo de retención adecuado para el sistema. Es necesaria la determinación del consumo diario de cloro en base a la dosis previa la cual se saca en base al caudal promedio:

$$\frac{Cl2}{d} = Q * dosis\ de\ Cl2 \quad [Ec. 55]$$

$$\frac{Cl2}{d} = \frac{0,48m3}{s} * \frac{60s}{min} * \frac{60min}{h} * \frac{24h}{dia} * \frac{5g}{m3}$$

$$\frac{Cl2}{d} = 207,4 \frac{kg}{d}$$

Hay que tener en cuenta que para caudales bajos no se puede exceder la cantidad de cloro en el agua. Para el reactor de cloración, hay que tener en cuenta que se debe trabajar con relaciones largo – ancho mayores a 10:1 por lo que conviene trabajar con un reactor en forma de laberinto que trabaje con flujo a pistón de tal manera que se aproveche en lo posible su geometría. Cabe recalcar que este caudal es una tercera parte del caudal total del proyecto, por motivos de separación el diseño

que se obtenga se debe presentar en los 3 puntos de tratamientos considerados en secciones anteriores. Considerando el tiempo de retención establecido de 30 minutos, se requiere un volumen de reactor:

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

$$V = Q * \theta$$

$$V = \frac{0,48m^3}{s} * \frac{60s}{min} * 30min$$

$$V = 864 m^3$$

Donde las combinaciones de dimensiones son infinitas, las alternativas que aprecian de mejor manera el espacio disponible y el área superficial son:

Alternativa de diseño	1	2	3
Largo (m)	20	25	30
Ancho del tramo (m)	3,1	3,5	3,6
Profundidad (m)	2	2	2
Número de tramos	7	5	4
Área Superficial (m ²)	434	437,5	432
Volumen (m ³)	868	875	864

Tabla XXIV. Alternativas de diseño del reactor de desinfección

Considerando las dimensiones previas, el diseño del reactor utilizando una vista en planta se puede apreciar de la siguiente manera:

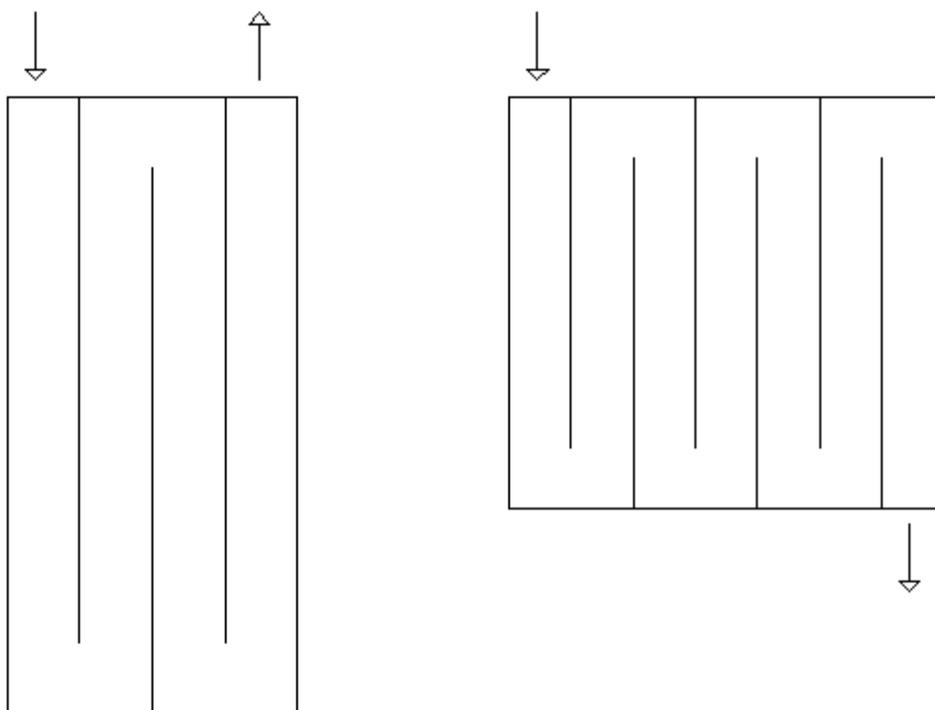


Figura 22. Esquema del reactor de cloración

El esquema siguiente es un diagrama del tratamiento considerando la dechloración posterior que para efectos de este anteproyecto no sería aplicable, pero muestra de manera general una idea del proceso esperado:

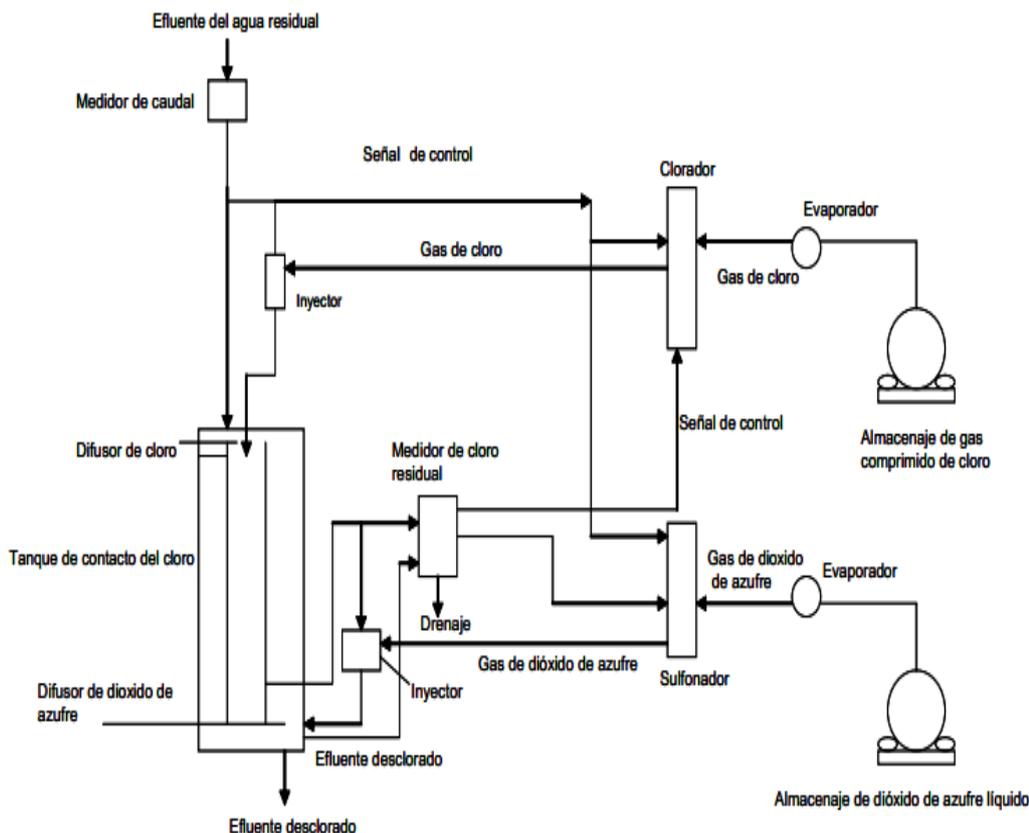


Figura 23. Diagrama esquemático del sistema de desinfección convencional (EPA)

En el sistema se muestra la inyección del cloro líquido al sistema, en contraste el proyecto presentado se puede trabajar con hipoclorito de sodio que se presenta en seco (en forma de pastillas) y este no requeriría el reactor de almacenamiento de cloro comprimido. La forma de cloro ya que el peso comercial de las pastillas de cloro es de 200g y vienen en empaques de hasta 250 pastillas con un peso de 50 kg y se requieren 207,4 kg/diario, lo cual indica que se utilizarán 43 pastillas cada hora.

3.3. Ubicación de sistemas de tratamiento de aguas residuales

En el análisis del área de Durán para la ubicación de los sistemas de tratamiento de agua residual, se utilizó el plano topográfico proporcionado por el EMAPAD-EP del Municipio de Durán. En este plano se realizó un análisis inicial de posibles alternativas de terrenos disponibles para la ubicación de los sistemas diseñados. Esta selección se realizó en base a la extensión de los mismos, su disponibilidad y por la facilidad de la evacuación del agua del efluente del sistema.

Luego del análisis del plano, se procedió a verificar personalmente los sitios previamente seleccionados. En el recorrido de Durán, realizado el viernes 9 de enero 2015, algunas opciones de terrenos fueron descartados por presentar viviendas existentes y ciudadelas que el plano no mostraba, ya que solo se observaba la distribución de terreno. Otros sectores fueron descartados por confirmar que hay presencia de macizo rocoso y cantera, debido a que el plano topográfico no muestra curvas de nivel, esto se verificó completamente en el sitio.

Durante el recorrido, se observó sectores de terrenos amplios y libres, sin población en sitio ni de cercana. Se encontraron dos terrenos óptimos a ser utilizados para la ubicación de los tres sistemas de tratamiento de aguas residuales diseñadas en este anteproyecto. Un terreno (por el

norte de Durán) es lo suficientemente amplio para permitir la ubicación de dos de estos sistemas de tratamiento y en el otro terreno (por el sector industrial) se ubicará el tercer punto del tratamiento. De estos sectores, se determinó también su disponibilidad en sitio, puesto que eran terrenos sin propietarios y tampoco forman parte de los sectores de futuros proyectos de urbanizaciones mencionados por el municipio.

La selección de los terrenos para la ubicación de estos sistemas se basó únicamente en la topografía del sector, la observada en el plano proporcionado por EMAPAD-EP y confirmada en el recorrido. No se ha realizado la caracterización del suelo del sector, no se conoce su tipo y tampoco sus propiedades, por lo que de ser propuesto la construcción de estos sistemas, el análisis del suelo deberá ser realizado (por lo que no es objeto de este anteproyecto). En base al análisis se determinará si el suelo es apto para la ubicación del tratamiento de agua residual o si deben ser mejorados mediante alguna técnica específica. En el perímetro de las posibles plantas de tratamiento se realizarán plantaciones de árboles y plantas. Esta medida es útil para tener una ligera presencia de áreas verdes, que provean oxígeno y camuflen los posibles olores que se puede producir por el crecimiento de microorganismos y descomposición de materia orgánica.

La ubicación de cada punto se mostrará como Ub.1, Ub.2 y Ub.3 en el plano topográfico obtenido, mostrando las coordenadas UTM de un punto dentro de cada uno de los terrenos como referencias geográficas de los mismos. Para cada terreno, se consideró un área rectangular disponible y, con la topografía del plano, se determinó sus dimensiones y su área disponible. A continuación se muestra un recorte del plano topográfico con las ubicaciones.

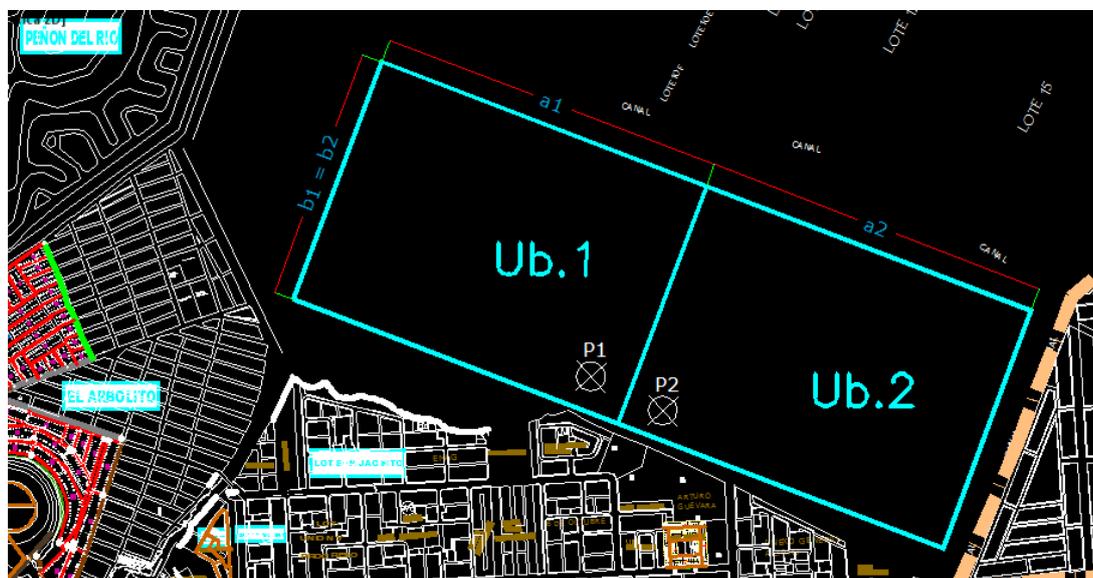


Figura 24. Ubicación de terrenos 1 y 2 en plano topográfico con sus puntos P1 y P2.



Figura 25. Ubicación de terreno 3 en plano topográfico con su punto P3.

Ubicación y Punto de Terreno	Coordenada X (m)	Coordenada Y (m)
Ub.1 – P1	658 859,699	9 762 571,742
Ub.2 – P2	659 092,576	9 762 475,234
Ub.3 – P3	660 774,973	9 755 496,916

Tabla XXV. Coordenadas UTM (X , Y) de los tres puntos de ubicación de los terrenos.

Ubicación de Terreno	Lado 1 – a (m)	Lado 2 – b (m)	Área superficial A (m ²)
Ub.1	979,104	713,747	698 832,543
Ub.2	979,104	713,747	698 832,543
Ub.3	906,585	295,840	268 204,106

Tabla XXVI. Dimensiones y área de cada ubicación para el tratamiento de aguas residuales.

En las siguientes fotografías se observan los distintos terrenos, con presencia de maleza y sin uso específico presente ni futuro.



Fotografía 5. Terreno en la ubicación 1.



Fotografía 6. Terreno en la ubicación 2.



Fotografía 7. Terreno en la ubicación 3.

Se debe considerar además áreas adicionales mínimas a las obtenidas en los diseños de los tratamientos del agua residual. Las áreas adicionales son destinadas a diferentes usos, mostradas en la siguiente tabla:

Uso del área	Área requerida (m²)
Oficinas administrativas	200 (20x10)
Laboratorio	100 (10x10)
Bodega de productos	64 (8x8)
Zona segura de evacuación	225 (15x15)

Tabla XXVII. Área requerida adicional al área establecida para tratamiento de agua residual.

3.4. Presupuesto de costo de obra

Para demostrar la viabilidad del proyecto, se presenta un presupuesto referencial que muestran valores aproximados del costo de operaciones, en el mismo se consideran distintos factores como el mantenimiento. La obtención de los valores se basa en obras previas como los valores de operación en cuanto a la energía eléctrica que utilizan en cada sistema, el cambio de implementos como son el soporte de los filtros o las bacterias que son utilizadas en los procesos.

Lo más eficiente sería trabajar por efectos de gravedad manejando cotas y pendientes, pero es necesario trabajar con bombas el cual genera un costo adicional y básicamente es lo principal en cuanto a costos de operación. Cada tratamiento en particular tiene su costo debido a su funcionamiento, ya sea el medio de soporte, difusores, o equipo especial de importación.

CAPÍTULO 4

4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de las alternativas de diseño propuestas

En este anteproyecto se ha analizado diferentes alternativas de sistemas de tratamiento de aguas residuales, específicamente para las aguas del cantón Durán. El sistema de tratamiento propuesto consiste principalmente en tres procesos (primario, secundario y terciario). Como tratamiento primario se analizó un proceso de desbaste y sedimentación para el agua residual que ingresa al sistema. El tratamiento terciario (desinfección) consiste en la inclusión de cloro sólido al agua residual efluente del tratamiento secundario para neutralizar los microorganismos

del mismo, antes de disponer este flujo en el cuerpo de agua designado (río Daule y río Guayas).

En el tratamiento secundario, se diseñaron tres alternativas principales, los cuales son: lodos activados, filtros anaerobios y finalmente biodiscos. De estos tres posibles tratamientos, se seleccionará uno óptimo que será el sistema implementado en el tratamiento de aguas residuales en Durán. La selección del sistema óptimo consiste en un análisis de diferentes parámetros entre los tres tratamientos, como área requerida, personal requerido en planta, consumo energético, entre otros factores.

Se analizan las ventajas y desventajas de los tratamientos de lodos activados (LA), filtros anaerobios (FA) y biodiscos (BD) en cada uno de los parámetros considerados de mayor importancia en la determinación del sistema óptimo.

Parámetro	Ventajas	Desventajas
Economía por energía eléctrica	FA requiere únicamente de sistema de bombeo para su funcionamiento.	LA y BD requieren sistemas adicionales que consumen energía eléctrica. En LA es para los "blowers" y en BD para la rotación de discos.
Adquisición de equipos especiales	FA no requiere de equipos especiales además del sistema de bombeo y medio filtrante.	LA y BD requieren de equipos especiales adicionales al bombeo. LA de recirculación, difusores y "blowers" y BD de los discos y su rotación.

Parámetro	Ventajas	Desventajas
Personal requerido en planta	FA requiere de un personal mínimo, para obtención de muestras.	LA y BD requieren de mayor personal que FA, por muestreo y control de equipos de funcionamiento de sistemas.
Requerimiento de área superficial	FA presenta el menor requerimiento de área superficial y luego se encuentra lodos activados (1,63 veces)	BD requiere de un área superficial excesivamente extenso, de 13,22 veces la requerida por FA.
Profundidad de excavación	LA y BD presentan profundidades requeridas similares (BD es menor).	FA requiere de gran profundidad del lecho filtrante para su correcto funcionamiento.
Requerimiento de volumen	LA requiere el menor volumen total y FA requiere un volumen ligeramente mayor (1,22 veces).	BD requiere un volumen de excavación excesivamente alto, de 56,37 veces.
Mantenimiento del sistema	FA y BD requieren un mantenimiento mínimo por su funcionamiento, difícilmente se obstruye.	LA requiere de mayor mantenimiento para evitar acumulación y sedimentación de lodos sobre difusores y no obstruir la salida del aire.
Eficiencia de Remoción	BD logra la mayor eficiencia bajo los diseños realizados, del 91,25%. Los tres sistemas cumplen los límites normados.	LA y FA logran menor remoción que los BD. La eficiencia de LA es 82,51% y de FA es 74,89%.

Tabla XXVIII. Análisis de ventaja y desventaja de los tratamientos diseñados

La selección se basará en una ponderación en la escala de 1 a 10 en cada uno de los distintos factores principales analizados previamente. La calificación más alta (10) será utilizada cuando es lo más favorable o

ventajoso a la selección del tratamiento respectivo como sistema óptimo, sea por distintos aspectos entre los cuales están economía, eficiencia o facilidad de implementación. La calificación de 1 será lo más desfavorable, considerando dicho tratamiento en ese parámetro como no óptimo. Los valores intermedios variarán según la tendencia del tratamiento a ser óptimo o no óptimo. Finalmente se realizará la suma de todas las calificaciones y el diseño de tratamiento con mayor puntaje será tomado como el más óptimo de manera global.

Parámetro	Calificación (1-Más desfavorable a 10-Más favorable)		
	Lodos Activados	Filtros Anaerobios	Biodiscos
Economía por energía eléctrica	6	10	4
Adquisición de equipos especiales	6	10	8
Personal requerido en planta	8	10	8
Requerimiento de área superficial	8	10	3
Profundidad de excavación	9	6	10
Requerimiento de volumen	10	8	3
Mantenimiento del sistema	6	9	9
Eficiencia de Remoción	8	7	10
TOTAL	61/80	70/80	55/80

Tabla XXIX. Calificación de sistemas de tratamiento según los parámetros respectivos.

La ponderación numérica fue realizada subjetivamente luego de un análisis comparativo entre los tratamientos. Por ejemplo, respecto al parámetro de profundidad de excavación para el filtro anaerobio, es posible obtener otra puntuación mejor, construyendo el tanque para el filtro más elevado, aunque con un posible requerimiento de bombeo bajo este cambio, lo que disminuiría su puntuación en el parámetro de economía de energía eléctrica. Similarmente, la combinación de puntajes puede variar entre otros parámetros.

4.2. Selección del diseño de sistema de tratamiento de agua residual

En las calificaciones realizadas en la tabla anterior, se determinó que el proceso de filtros anaerobios obtiene una calificación de 70/80, que es la más alta obtenida entre las tres alternativas, siendo la más baja la de biodiscos, con una calificación de 55/80. Bajo las calificaciones realizadas, se determina que en aspecto global, con todos los parámetros como un conjunto, el sistema de tratamiento más óptimo es el obtenido a partir de filtros anaerobios.

El tratamiento de agua residual propuesto para el cantón Durán se basará en tres sistemas de tratamiento: primario, secundario y terciario. El tratamiento primario consiste en un proceso de desbaste y

sedimentación. El tratamiento secundario se basa en el diseño de 10 filtros anaerobios funcionando en paralelo y finalmente el tratamiento terciario consiste en la desinfección a través de la utilización de cloro.

El conjunto de tratamientos es utilizado en cada uno de los tres puntos asignados previamente como ubicación de las posibles plantas de tratamiento en algún proyecto futuro. A continuación se muestran las dimensiones finales adoptadas en el diseño de cada uno de los tratamientos.

Desbaste		Sedimentador Primario		
Reja	Diámetro	Ancho (m)	Largo (m)	Profundidad (m)
Cuadrada 5 cm lado	1 pulgada	2,00	14,50	0,80

Tabla XXX. Diseño de desbaste y sedimentador primario.

Filtros Anaerobios				
Ancho (m)	Largo (m)	Profundidad (m)	% Eficiencia	DBO efluente (mg/lit)
15,50	16,00	8,50	74,89 %	57,43

Tabla XXXI. Diseño de filtros anaerobios (10 filtros en paralelo).

Reactor de Desinfección				
Ancho (m)	Largo del tramo (m)	Profundidad (m)	# tramos	Cloro
3,10	20,00	2,00	7	207,40 kg / día

Tabla XXXII. Diseño de reactor de desinfección.

4.3. Esquema de las plantas de tratamiento

Una vez determinado el diseño a utilizar como tratamiento de agua residual, se debe realizar la distribución de áreas respectivas en cada uno de los puntos. La distribución de áreas se basa tanto en el área superficial requerida de cada tratamiento así como en las áreas requeridas por otros usos adicionales como oficinas, bodegas, entre otros.

Se muestra, de forma esquemática en el plano topográfico, la secuencia de tratamiento así como el punto de ingreso y salida del agua de la planta de tratamiento. Esta distribución es ideal tomando base los requerimientos de área y necesidades de tratamiento, pero deben ser corroborados o modificados posteriormente en caso de realizarse su construcción. Se puede realizar una modificación que podría ser por cambios en distribución final o mantener la misma distribución pero en una ubicación distinta dentro del mismo terreno seleccionado.

En cada terreno, se determinó las coordenadas UTM de la esquina en dirección noroeste de la oficina administrativa esquematizada en el plano. A continuación se muestran dichas coordenadas:

Ubicación	Oficina Adm. 1	Oficina Adm. 2	Oficina Adm. 3
Coordenada X (m)	658 238, 444	659 062, 661	660 797, 690
Coordenada Y (m)	9 762 743, 788	9 762 428, 105	9 755 468, 147

Tabla XXXIII. Coordenadas UTM de oficinas administrativas de cada planta de tratamiento.



Figura 26. Esquema de evacuación de agua de planta de tratamiento 1 y 2



Figura 27. Esquema de evacuación de agua de planta de tratamiento
3

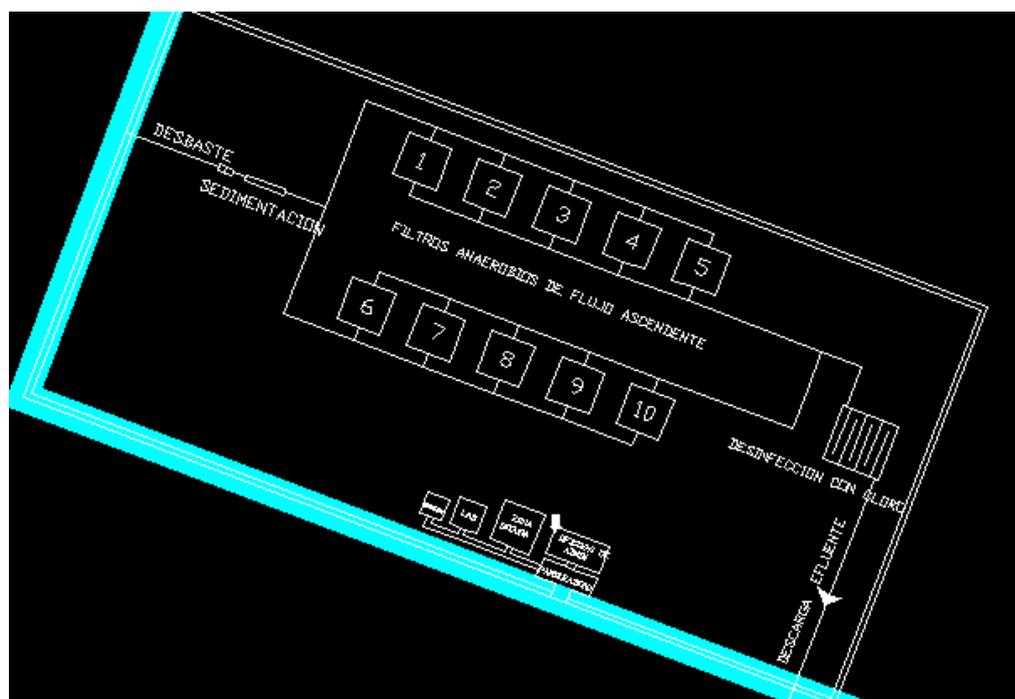


Figura 28. Esquema de planta de tratamiento en Ubicación 1

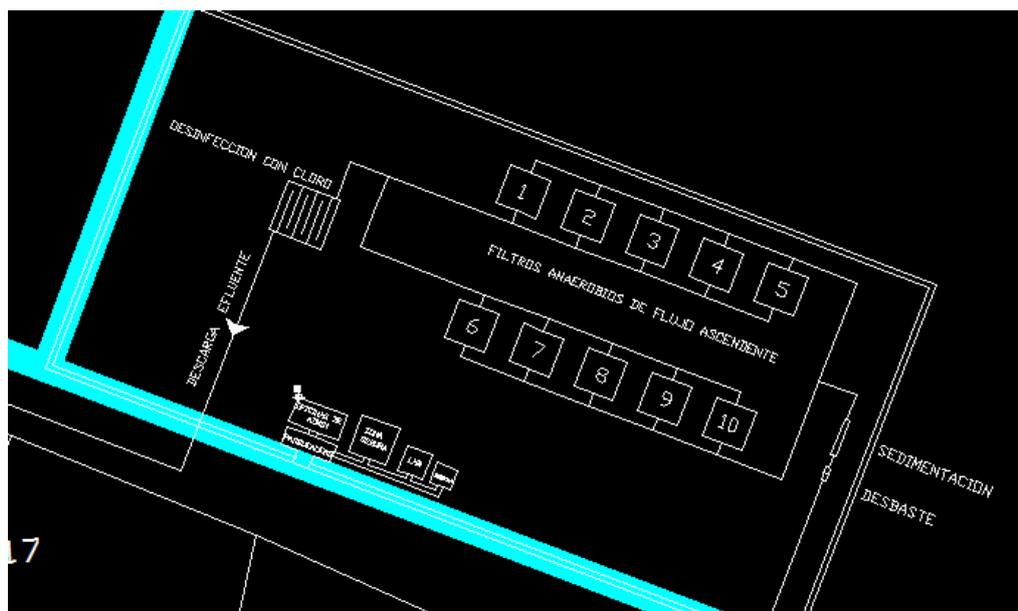


Figura 29. Esquema de planta de tratamiento en Ubicación 2

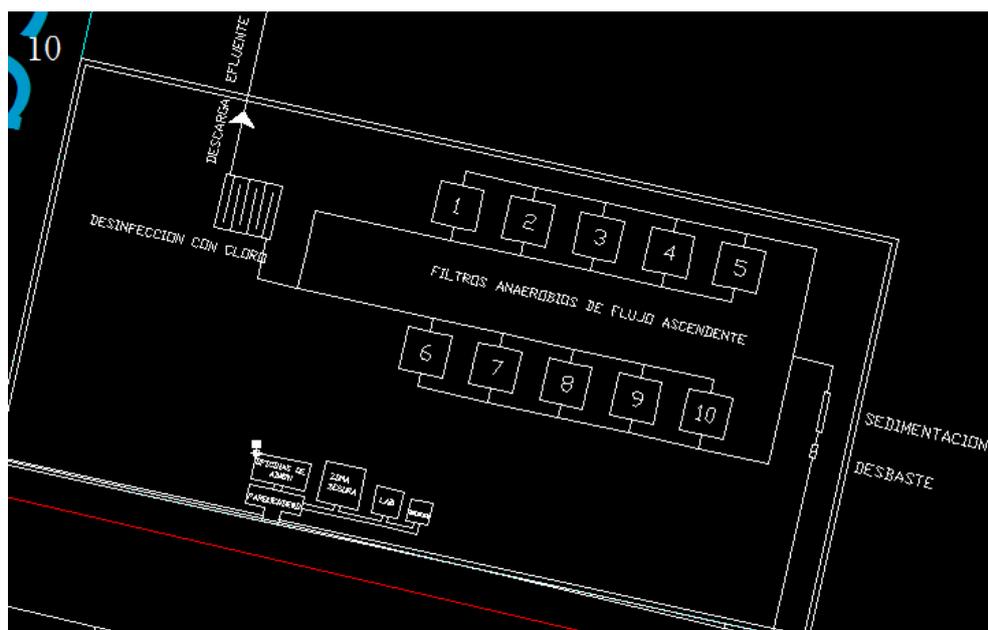


Figura 30. Esquema de planta de tratamiento en Ubicación 3

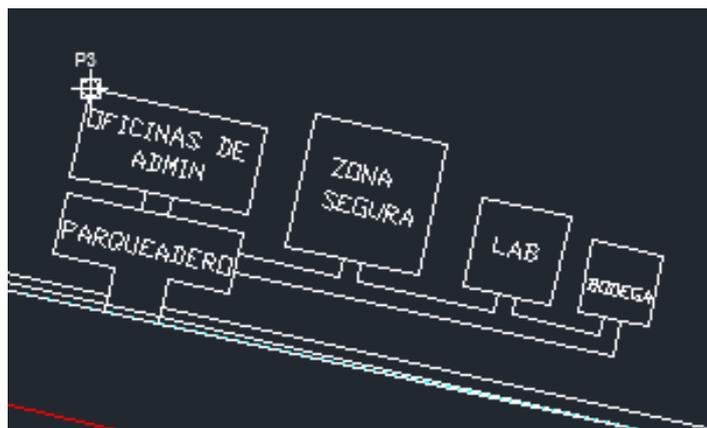


Figura 31. Esquema típico de sección administrativa en planta

4.4. Adecuaciones y seguridad

En el perímetro de la planta de tratamiento se colocarán árboles y plantas manteniendo un espesor mínimo de dos metros de los mismos. Esto sirve para amortiguar los olores generados por el agua residual. Así mismo, el terreno entre las edificaciones o caminos se encontrarán rodeadas de áreas verdes realizadas por césped y plantas.

Los trabajadores ubicados en las cercanías de los procesos de tratamiento contarán con distintos equipos de protección personal, principalmente de mascarillas para gases (olores) y gafas de protección. Los trabajadores que realicen trabajos con el agua, por ejemplo muestreo de la misma, contarán con guantes y botas de caucho para evitar el contacto directo con el agua residual. Todo el personal será capacitado

con las medidas generales de seguridad además de realizar capacitaciones específicas e individuales según el tipo de actividad.

En el área de la planta de tratamiento, se incluirá señalética correspondiente requeridas en las distintas áreas de trabajo. Primero se encontrarán señalizados los distintos lugares de la misma planta, como por ejemplo las oficinas, laboratorio y proceso de tratamiento. Donde sea requerido el uso de equipo de protección personal, se colocará una señal indicando el tipo de protección que se debe utilizar en el sitio correspondiente. Las señales serán de material reflectante, contando además con iluminación externa que se encenderá según necesidad. La altura de la señal será de 1,70 metros desde el nivel del piso hasta la parte superior de la misma, visible de manera directa a las personas.

También se encontrará señalizado, por pintura amarilla, el camino por donde debe circular el personal en caso de emergencia, para dirigirse a la zona segura establecida de forma ordenada. Además se encontrará señalado el camino permitido de seguridad a través de toda la planta, por donde se puede circular sin interrumpir las actividades de la misma.

CAPÍTULO 5

5. IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO

5.1. Análisis de impactos

Para realizar un plan de manejo que pueda mitigar los posibles impactos que ocurran en el transcurso de la etapa constructiva, la etapa operacional y luego de la culminación de la vida útil, es necesario que sean analizados.

En la etapa constructiva, se presentan impactos que afectan los 3 recursos más importantes: suelo, agua y aire. La contaminación del terreno debido a los movimientos de tierra, levantamiento de material particulado, contaminación de aguas subterráneas, generación de ruidos

y desechos sólidos son algunos de los principales impactos generados en la construcción del proyecto.

En la etapa operacional, se deben considerar los impactos generados por cada punto en el sistema de tratamiento. Entre los diferentes aspectos a considerarse se encuentran: los medios de soporte contaminados, los lodos dispuestos, la corrosión en el proceso de desbaste, los efectos del cloro en el efluente.

Una vez que acabe el tiempo de vida útil diseñado para la planta, se debe tomar una decisión en cuanto al futuro de la misma. Existen muchos parámetros a considerar en la readecuación o la demolición de los sistemas diseñados en este anteproyecto.

5.2. Plan de Manejo Ambiental

El propósito del proyecto es generar un sistema de tratamiento para aguas residuales que mejorará la calidad de vida en el cantón Duran y también ayudará a mitigar los contaminantes, usando de base los límites que el estado ecuatoriano ha establecido en su legislación vigente. De este punto se considera que la operación del sistema de tratamiento debe ayudar a cumplir este objetivo no solo mediante su función

principal, la cual es evacuar un efluente que cumpla con normativas ecuatorianas. También se debe considerar los efectos que causan estos sobre el ecosistema y para este efecto se realiza un breve plan de manejo ambiental.

Este plan no tiene como propósito controlar la emisión de desechos o de material particulado generados en la construcción del sistema, pero si limitar los efectos de operación del sistema seleccionado en el capítulo 4 de este anteproyecto.

5.2.1. Etapa constructiva

Existen muchos factores que generan impactos ambientales en la etapa de construcción del proyecto, factores contaminantes de aire como generación de sonidos o levantamiento de material particulado que no afecta a la población debido a la ubicación de la planta actual. Los puntos donde se consideró la ubicación de la planta fueron analizados de tal manera que la planta mantenga una distancia de seguridad con la zona poblada para evitar la percepción de malos olores que generan algunos sistemas de tratamientos de aguas residuales.

5.2.1.1. Control de contaminación del aire

Para evitar que el material particulado generado por movimientos de tierra, vertidos de sacos de cemento o productos de cualquier actividad constructiva afecten al personal de obra, es necesario la implementación de equipo de protección personal, mascarillas. Otra solución se logra con el uso de agua mediante el uso de mangueras para el control de la dispersión del polvo. El ruido generado no es un problema como se mencionó anteriormente debido a la gran distancia del sitio de construcción con la población y el personal también

5.2.1.2. Control de contaminación del suelo

Es necesario mantener el suelo en su estado natural en lo posible, según los análisis de suelo que se realicen previo a la construcción de la planta, se puede encontrar si el suelo es apto o no para soportar a las estructuras de gran profundidad utilizadas como reactores. El volumen de tierra extraído se debe apilar de tal manera que estén listos para el transporte o reutilización del mismo. Es necesario implementar una capa de material impermeable que rodee los reactores y tuberías por donde serán transportados los desechos y lodos generados, estos no deben tener contacto con el suelo.

5.2.1.3. Control de contaminación del agua

El sitio de construcción en ninguno de los puntos seleccionados de las plantas de tratamientos se encuentra cerca de un sumidero o un depósito de agua que pueda ser afectado por la etapa constructiva del proyecto. Considerando las profundidades de los reactores de los filtros anaerobios, el nivel del nivel freático interrumpirá la construcción de los mismos por los de que se deberá utilizar bombas para disminuirlo temporalmente. El agua se ve afectada debido a la utilización de bombas pero siendo una medida temporal no genera mayor impacto.

5.2.1.4. Control de ruido y vibraciones

Utilizar maquinaria pesada lleva a tener efectos vibratorios en el entorno y genera ruidos que llegan a decibeles de gran magnitud. El efecto de mitigar no se extiende hacia la población debido a la distancia de separación que se encuentra con la zona urbana. Para controlar y evitar daños auditivos en el personal, el equipo de protección personal es necesario que se utilice.

5.2.1.5. Control de desechos sólidos

Se proporcionarán envases de plástico para una separación posterior de desechos sólidos generados luego de la acumulación en pilas por parte del personal con el respectivo equipo de protección personal. La separación se realizará en plástico, papel, vidrio, y otros residuos orgánicos, estos serán enviados a un proceso de reciclaje posterior. Se instalarán letrinas móviles cuya descarga de desechos sólidos quedarán en responsabilidad de la empresa contratada para este servicio.

5.2.2. Etapa de operación

Para poder mantener el control sobre emisiones, desechos generados y cambios que afecten al balance del sector, se deben separar los efectos consecuentes por sus respectivas fuentes, en este caso los sistemas de tratamiento a implementar:

5.2.2.1. Desbaste

El propósito de usar rejillas y tamices de acero es evitar que grandes desechos sin descomponer ingresen a futuros sistemas donde puedan afectar a los equipos y reactores usados. Este punto creará un porcentaje de desechos sólidos que pueden ser dispuestos con métodos

comunes como reciclaje, disposición mediante camiones de basura o desalojo junto con los desechos generados por otros procesos a rellenos sanitarios.

Las rejas, por otro lado, tienen un tiempo de vida útil que no puede ser prolongado y deben ser reemplazadas cuando la corrosión llegue a un cierto punto en el cual ya no permita cumplir con su función. Una vez que las rejas ya no puedan ser utilizadas, deben ser recicladas y utilizadas como chatarra para la fundición de acero. Esto se debe al constante contacto con las aguas residuales y sus componentes.

5.2.2.2. Sedimentación

Como se ha mencionado en el capítulo 3, el diseño del sedimentador tiene como objetivo la remoción de partículas de tamaño mayor o igual al de una arena. Teniendo en cuenta este factor, la cantidad de lodos generados en este proceso tendrán un volumen que abarque la mayoría de nutrientes sobrantes en el agua residual. Los lodos removidos del proceso de sedimentación pueden ser secados y reutilizados como compostaje, comúnmente se utilizan en tratamientos secundarios, como es el caso de lodos activados.

Debido a la selección en capítulos previos, el sistema de lodos activados que se consideró como alternativa fue descartado y la utilidad de estos lodos queda fuera del sistema. Estos lodos pueden ser, como último caso, dispuestos en el relleno sanitario más cercano a la ubicación del sedimentador en uso.

5.2.2.3. Filtros anaerobios con flujo ascendente

En este sistema se pueden encontrar ciertos materiales que deben ser tratados de manera correcta para la prevención de contaminación, el principal es el medio filtrante. El medio de soporte se debe reemplazar una vez que cumpla su función y la carga orgánica en la superficie del agregado ya no pueda incrementar y llegue a su máximo. Este material será transportado y ubicado en el relleno sanitario más cercano, no se puede disponer ni transportar como cualquier material y se debe considerar como residuo peligroso (puede requerir un tratamiento previo al transporte).

La emisión de gases generados en este proceso es necesario que sea controlada, mallas de acero de bajo costo y la plantación de árboles ayudará a evitar mayor contaminación. Otro proceso de remediación sería utilizar una estructura tubular de acero de gran altura que pueda

evitar que estos gases se liberen en zonas cercanas al personal (como chimeneas).

El proceso de filtración genera un volumen de lodos que pueden ser utilizados para compostaje debido a las propiedades que estos poseen, previo a su uso deben ser secados. El volumen de lodos que no sean utilizados para este fin, debe ser transportado y depositados en el relleno sanitario más cercano al sitio de generación. Debido a la alta carga orgánica, se considera que deben ser tratados como residuos peligrosos.

Para economizar la adquisición de material granular, es posible utilizar material reciclado de polietileno u otro tipo de material con propiedades similares como soporte de emergencia o eventual para el sistema. El sistema fue considerado como el más óptimo en cuanto a la relación remoción – economía en capítulos anteriores, teniendo en cuenta esta consideración, esto no indica que la generación de desechos es menor que las demás alternativas. El volumen total de cada filtro tiene una relación lineal casi unitaria, lo cual indica que ese gran volumen debe completar en su mayoría un gran volumen de material de soporte. Teniendo en cuenta el volumen total, la reutilización de material granular considerado es severamente necesaria, de esta manera tratar el agregado a utilizar es crucial para este propósito.

5.2.2.4. Desinfección

Como se analizó en el capítulo anterior, se seleccionó el sistema de cloración mediante pastillas de hipoclorito de sodio, a pesar del efecto residual que posee no se realizará un proceso posterior de dechloración. La emisión cloro debe ser controlada, el propósito de mantener el cloro en el agua es mantener la emisión al cuerpo de evacuación (en este caso el Río Guayas y Río Daule), de esta manera el tratamiento continúa hasta que el mismo se disuelva. Las aguas tratadas en este proceso no tienen como fin el consumo humano, por lo tanto no es necesario remover el efecto residual.

5.2.2.5. Generación de malos olores

Para evitar los gases se dispersen y genere malos olores en los alrededores de la planta, es necesario que se coloquen árboles en el perímetro de la planta.

5.2.3. Culminación de la vida útil

Una vez terminada la vida útil del proyecto, se debe tomar la decisión sobre el futuro de la obra, demoler o repotenciar el proyecto. La planta de tratamiento de aguas residuales es un servicio necesario para la ciudad y

debe estar en funcionamiento continuo. Demoler la planta sería viable en caso de que esta sea reemplazada por otra que pueda abastecer la población futura para la cual esta planta queda obsoleta. El costo de otra planta de tratamiento debe superar el precio referencial establecido en capítulos anteriores, ya que la nueva planta se asume que posee una mayor capacidad.

El impacto ambiental generado por la construcción de una nueva planta de tratamiento y el generado por la demolición de la planta propuesta en este proyecto es alto en comparación a repotenciar la planta de tratamiento diseñada en este proyecto. Repotenciar la planta indica un cambio en el diseño de la misma, cambio de tuberías, movimiento de tierras, posible incremento en el número de filtros anaerobios en el sistema, la adición de un tratamiento complementario, el incremento en los reactores utilizados, entre otros.

La opción que se considera viable desde el punto de vista económico y medio ambiental, considerando los avances tecnológicos actuales, es repotenciar la planta propuesta en este anteproyecto.

5.3. Presupuesto

El estudio de impacto ambiental debe estar acompañado de un presupuesto referencial que estaría ligado a la operación mensual o anual. El propósito de este presupuesto es demostrar que la remediación ambiental que se propone no supera más que un porcentaje del presupuesto de operación actual para los sistemas propuestos. Los precios listados posteriormente no se encuentran detallados en análisis de precios unitarios, ya que el propósito de este anteproyecto se dirige hacia la implementación de un sistema de tratamiento adecuado para el cantón Durán. El porcentaje de diferencia entre el presupuesto de operación y presupuesto del plan de impacto ambiental no deberá ser significativo, para que el proyecto sea viable.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez culminado el diseño y análisis del sistema de tratamiento, se pudo obtener resultados específicos correspondientes a los objetivos planteados en este anteproyecto. De estos resultados, se plantearon las siguientes conclusiones.

6.1. Conclusiones

1. Se diseñó un sistema de tratamiento adecuado para las aguas residuales generadas en el cantón Durán. El tratamiento consiste en un proceso continuo de desbaste, sedimentación, flujo por filtros anaerobios y finalmente proceso de desinfección por cloro para disposición del efluente en el río Daule y río Guayas.

2. En este anteproyecto, se realizó procedimiento de muestreo de agua residual en Durán y análisis de los mismos en un laboratorio. La caracterización del agua se realizó por los resultados obtenidos de estos ensayos: Demanda Bioquímica de Oxígeno, Sólidos Totales, Sólidos Volátiles Totales y Nitrógeno Kjeldahl. A partir de esta caracterización, se pudo realizar los diseños de tratamiento adecuados.
3. Se analizaron diferentes opciones en sistemas de tratamiento, principalmente en el tratamiento secundario se consideraron filtros anaerobios, lodos activados y biodiscos. La selección del tratamiento secundario final de diseño se basó en un análisis comparativo entre ellos, donde se contaba inicialmente con desbaste y sedimentación y un tratamiento final de desinfección por cloro. En el análisis se consideraron distintos factores y parámetros que determinaron que el tratamiento secundario más adecuado del sistema es el de filtros anaerobios con flujo ascendente.
4. Una vez determinado el diseño final del sistema de tratamiento a utilizarse, se analizó cada proceso de operación y se logró obtener un presupuesto referencial para cada planta de tratamiento.
5. Como se mencionó previamente, la selección final fue de filtros anaerobios, lo cual pudo comprobar que este tratamiento es óptimo para este proyecto, en relación a otros tratamientos convencionales.

6. Se pudo determinar la existencia de relaciones entre los distintos parámetros y contaminantes que se encuentran presentes en el agua residual así como con la geometría requerida para cada uno de los tratamientos.

6.2. Recomendaciones

1. Como se menciona en el estudio de impacto ambiental, es necesario realizar un plan de manejo que prevea situaciones de riesgo para tomar acciones que logren mitigarlas, tanto por seguridad del personal y al entorno.
2. Para determinar la viabilidad del proyecto, se recomienda realizar un recorrido en campo y seleccionar los terrenos adecuados para la implementación de una planta de tratamiento. Este recorrido permite comprobar la accesibilidad del terreno así como la extensión disponible.
3. Es recomendable realizar un diseño que presente, dentro de la misma planta, tratamientos paralelos para reducción de caudal en cada uno. Esta consideración también es adecuada ya que durante los mantenimientos de estos sistemas (uno a la vez, especialmente en

tratamiento secundario), se logra mantener siempre la planta en operación a través de sus tratamientos paralelos.

4. Se recomienda realizar un estudio de sistema de alcantarillado, especialmente en los espacios urbanos de ocupación no formal. El estudio permite adecuar una evacuación hacia las diferentes plantas de tratamiento diseñadas y determinar el caudal verdadero en base a los resultados de campo.
5. Para garantizar la eficiencia continua de la planta de tratamiento diseñada, se recomienda la realización de pruebas y ensayos de calidad del agua del efluente de forma anual al órgano competente. Los resultados obtenidos permitirán determinar si el efluente sigue cumpliendo con los límites permisibles normados, caso contrario, se debería realizar un mantenimiento adecuado y modificaciones de ser necesario para población futura.
6. En caso de implementación del diseño planteado, se recomienda realizar un mayor número de muestras del agua residual del cantón Durán. El fin de este muestreo es obtener valores de parámetros con mayor precisión, para el cálculo del diseño final de tratamiento. Se debe adecuar el diseño actual si la contaminación presente es mayor a la contemplada en este diseño.
7. Este anteproyecto es una base para el diseño final de la planta de tratamiento en el futuro, pero no puede ser considerado como diseño

definitivo. Se recomienda realizar un estudio que contemple un análisis más detallado de diferentes aspectos no considerados en este trabajo, como por ejemplo un estudio del suelo.

8. Es recomendable realizar un estudio comparativo entre diferentes materiales que pueden ser implementados como medio de soporte en el filtro anaerobio. Entre estos materiales se puede encontrar material pétreo o material plástico, para determinar cuál de éstos logra mayor eficiencia general del sistema.
9. Se recomienda realizar un nuevo estudio de impacto ambiental para la construcción de la planta de tratamiento por una entidad certificada para realizar estos estudios. Los análisis realizados en este anteproyecto tienen como propósito mostrar una referencia general sobre los posibles impactos generados.

ANEXOS

ANEXO 1

TEXTO UNIFICADO DE LEGISLACIÓN SECUNDARIA Y MEDIO AMBIENTE (PGS 329 – 332)



PRESIDENCIA DE LA REPUBLICA

4.2.3.4 Las normas locales para descargas serán fijadas considerando los criterios de calidad establecidos para el uso o los usos asignados a las aguas. Las normas guardarán siempre concordancia con la norma técnica nacional vigente, pudiendo ser únicamente igual o más restrictiva y deberán contar con los estudios técnicos y económicos que lo justifiquen.

En los tramos del cuerpo de agua en donde se asignen usos múltiples, las normas para descargas se establecerán considerando los valores más restrictivos de cada uno de los parámetros fijados para cada uno.

4.2.3.5 Para el caso de industrias que capten y descarguen en el mismo cuerpo receptor, la descarga se hará aguas arriba de la captación.

4.2.3.6 Para efectos del control de la contaminación del agua por la aplicación de agroquímicos, se establece lo siguiente:

- a) Se prohíbe la aplicación manual de agroquímicos dentro de una franja de cincuenta (50) metros, y la aplicación aérea de los mismos, dentro de una franja de cien (100) metros, medidas en ambos casos desde las orillas de todo cuerpo de agua,
- b) La aplicación de agroquímicos en cultivos que requieran áreas anegadas artificialmente, requerirá el informe y autorización previa del Ministerio de Agricultura y Ganadería.
- c) Además de las disposiciones contenidas en la presente Norma, se deberá cumplir las demás de carácter legal y reglamentario sobre el tema, así como los listados referenciales de la Organización para la Agricultura y Alimentos de Naciones Unidas (FAO).

4.2.3.7 Toda descarga a un cuerpo de **agua dulce**, deberá cumplir con los valores establecidos a continuación (ver tabla 12).

TABLA 12. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce



PRESIDENCIA DE LA REPUBLICA

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas.	Sustancias solubles en hexano	mg/l	0,3
Alkil mercurio		mg/l	No detectable
Aldehídos		mg/l	2,0
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Arsénico total	As	mg/l	0,1
Bario	Ba	mg/l	2,0
Boro total	B	mg/l	2,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,02
Cianuro total	CN ⁻	mg/l	0,1
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5
Cloroformo	Extracto carbón cloroformo ECC	mg/l	0,1
Cloruros	Cl ⁻	mg/l	1 000
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Cobalto	Co	mg/l	0,5
Coliformes Fecales	Nmp/100 ml		⁸ Remoción > al 99,9 %
Color real	Color real	unidades de color	* Inapreciable en dilución: 1/20
Compuestos fenólicos	Fenol	mg/l	0,2
Cromo hexavalente	Cr ⁺⁶	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	D.B.O ₅ .	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	D.Q.O.	mg/l	250
Dicloroetileno	Dicloroetileno	mg/l	1,0
Estaño	Sn	mg/l	5,0
Fluoruros	F	mg/l	5,0
Fósforo Total	P	mg/l	10

⁸ Aquellos regulados con descargas de coliformes fecales menores o iguales a 3 000, quedan exentos de tratamiento.



PRESIDENCIA DE LA REPUBLICA

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Hierro total	Fe	mg/l	10,0
Hidrocarburos Totales de Petróleo	TPH	mg/l	20,0
Manganeso total	Mn	mg/l	2,0
Materia flotante	Visibles		Ausencia
Mercurio total	Hg	mg/l	0,005
Níquel	Ni	mg/l	2,0
Nitratos + Nitritos	Expresado como Nitrógeno (N)	mg/l	10,0

Continua...

Continuación...

TABLA 12. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	15
Organoclorados totales	Concentración de organoclorados totales	mg/l	0,05
Organofosforados totales	Concentración de organofosforados totales.	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrógeno	pH		5-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos Sedimentables		ml/l	1,0
Sólidos Suspendidos Totales		mg/l	100
Sólidos totales		mg/l	1 600



PRESIDENCIA DE LA REPUBLICA

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Sulfatos	SO ₄ ⁼	mg/l	1000
Sulfitos	SO ₃	mg/l	2,0
Sulfuros	S	mg/l	0,5
Temperatura	°C		< 35
Tensoactivos	Sustancias activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0
Tricloroetileno	Tricloroetileno	mg/l	1,0
Vanadio		mg/l	5,0
Zinc	Zn	mg/l	5,0

* La apreciación del color se estima sobre 10 cm de muestra diluida.

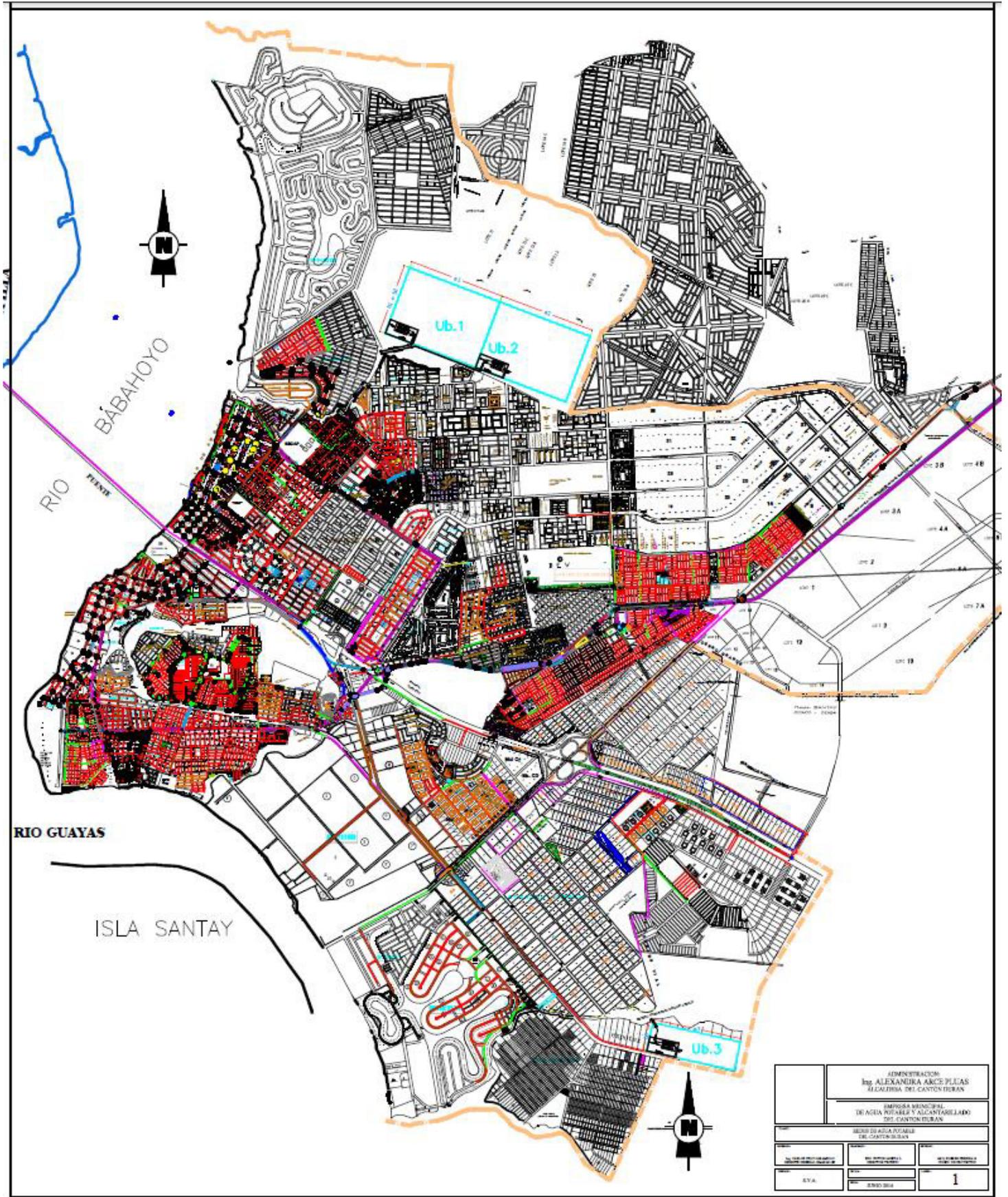
4.2.3.8 Toda descarga a un cuerpo de agua marina, deberá cumplir, por lo menos con los siguientes parámetros (ver tabla 13).

TABLA 13. Límites de descarga a un cuerpo de agua marina

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas		mg/l	0,3
Arsénico total	As	mg/l	0,5
Alkil mercurio		mg/l	No detectable
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Bario	Ba	mg/l	5,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,2
Cianuro total	CN ⁻	mg/l	0,2
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Cobalto	Co	mg/l	0,5

ANEXO 2

PLANO TOPOGRÁFICO CANTÓN DURÁN



ADMINISTRACION: Ing. ALEXANDRA ARCE PLUAS ALCALDESA DEL CANTON IURAN		
EMPRESA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DEL CANTON IURAN		
MEDIO DE AGUA POTABLE DEL CANTON IURAN		
NO. DE PROYECTO	NO. DE PLANOS	NO. DE HOJAS
EVA	1	1

ANEXO 3

RESULTADOS DE MUESTRAS (GRUPO QUÍMICO

MARCOS S.A.)

FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Representante Legal: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Cdla. Nueva Kennedy Av. Plaza Dañin Mz H Villa 2

Guayaquil, Tel. 0987681582

Atención: Sr. Daniel Felix

Tipo de Industria

Guayaquil, 3 DE DICIEMBRE DEL 2014

Fecha, Hora y lugar de Muestreo: 25/11/14 08:30 Duran - Cdla Panorama
 Fecha y Hora de Recepción: 25/11/14 09:30
 Punto e Identificación de la Muestra: Estación de bombeo
 Norma Técnica de muestreo: N/A
 Matriz de la muestra: AGUA RESIDUAL DOMESTICA
 Muestreado por: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO
 Muestreador: cliente
 Tipo de Muestreo: Simple

GRUPO QUIMICO MARCOS S.A. Ltda

LA AUSENCIA DE ESTE SELLO INVALIDA EL
ORIGEN DEL INFORME DE RESULTADOS

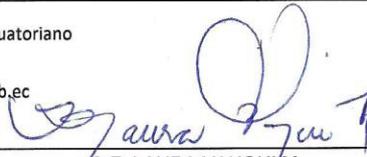
MC2201-07

Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
AGREGADOS/COMPONENTES FISICOS:					
Solidos Totales	1090	218	mg/l	PEE-GQM-FQ-22	29/11/14 AL
Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
INORGANICOS NO METALES:					
Nitrogeno total Kjeldahl	42,0	9,7	mg/l	PEE-GQM-FQ-42	27/11/14 AM
Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
AGREGADOS ORGANICOS:					
Demanda Bioquímica de Oxígeno	230	16,10	mgO ₂ /l	PEE-GQM-FQ-05	25/11/14 CT
Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
FISICOQUIMICOS:					
Solidos Volátiles Totales (1)	800	---	mg/l	2542 D	29/11/14 AL

----	No. Aplica	N.E.	No Efectuado	Método Analítico: Standard Methods 2012, 22 th edition
< LD	Menor al Límite Detectable	L.M.P.	Límite Máximo Permissible	
U	Incertidumbre	P.E.E.	Procedimiento específico de ensayo de GQM	

- 1: Parámetros no incluidos en el alcance de acreditación ISO 17025 por el Organismo de Acreditación Ecuatoriano
- 2: Parámetros subcontratados no acreditados
- 3: Parámetros acreditados cuyos resultados están fuera del alcance de acreditación
- 4: Parámetros subcontratados acreditados por el laboratorio subcontratista; ver alcance en www.oae.gob.ec


Q. F. FERNANDO MARCOS V.
Director Técnico


Q. F. LAURA YANQUI M.
Coordinadora de calidad

Los resultados de este informe de ensayo solo son aplicables a las muestras analizadas.
Este informe de ensayo no deberá reproducirse más que en su totalidad, con autorización escrita de G.Q.M.
Las muestras serán retenidas por 7 días a partir de la fecha de entrega de resultados.

Parque Industrial California 2 Bloque D-41 Km. 11 1/2 vía a Daule
Teléfonos 2-103390(2) / 2-103825(35) / 0998-286653

www.grupoquimicomarcos.com
Guayaquil - Ecuador

FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Representante Legal: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Cdla. Nueva Kennedy Av. Plaza Dañin Mz H Villa 2

Guayaquil, Tel. 0987681582

Atención: Sr. Daniel Felix

Tipo de Industria

Guayaquil, 3 DE DICIEMBRE DEL 2014

Fecha, Hora y lugar de Muestreo: 25/11/14 08:30 Duran - Cdla Panorama
Fecha y Hora de Recepción: 25/11/14 09:30
Punto e Identificación de la Muestra: Estación de bombeo
Norma Técnica de muestreo: N/A
Matriz de la muestra: AGUA RESIDUAL DOMESTICA
Muestreado por: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO
Muestreador: cliente
Tipo de Muestreo: Simple

GRUPO QUIMICO MARCOS CIA. LTDA.

LA AUSENCIA DE ESTE SELLO INVALIDA EL
ORIGEN DEL INFORME DE RESULTADOS

MC2201-07

MEMORIA FOTOGRAFICA



Q. F. FERNANDO MARCOS V.
Director Tecnico



Q.F. LAURA YANQUI M.
Coordinadora de calidad

Los resultados de este informe de ensayo solo son aplicables a las muestras analizadas.
Este informe de ensayo no deberá reproducirse más que en su totalidad, con autorización escrita de G.Q.M.
Las muestras serán retenidas por 7 días a partir de la fecha de entrega de resultados.

Parque Industrial California 2 Bloque D-41 Km. 11 1/2 vía a Daule
Teléfonos 2-103390(2) / 2-103825(35) / 0998-286653

www.grupoquimicomarcos.com
Guayaquil - Ecuador

MC2201-07

FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Representante Legal: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Cdla. Nueva Kennedy Av. Plaza Dañin Mz H Villa 2

Guayaquil, Tel. 0987681582

Atención: Sr. Daniel Felix

Tipo de Industria

Guayaquil, 5 DE DICIEMBRE DEL 2014

Fecha, Hora y lugar de Muestreo: 27/11/14 15:30 Durán - Cdla. Panorama
 Fecha y Hora de Recepción: 27/11/14 16:08
 Punto e Identificación de la Muestra: Estación de bombeo.
 Norma Técnica de muestreo: N/A
 Matriz de la muestra: AGUA RESIDUAL DOMESTICA
 Muestreado por: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO
 Muestreador: Cliente
 Tipo de Muestreo: No Aplica

GRUPO QUIMICO MARCOS CIA. LTDA

LA AUSENCIA DE ESTE SELLO INVALIDA EL
ORIGEN DEL INFORME DE RESULTADOS

MC2201-07

Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
AGREGADOS/COMPONENTES FISICOS:					
Solidos Totales	1760	352	mg/l	PEE-GQM-FQ-22	02/12/14 AL
INORGANICOS NO METALES:					
Nitrogeno total Kjeldahl	40,8	9,4	mg/l	PEE-GQM-FQ-42	28/11/14 AM
AGREGADOS ORGANICOS:					
Demanda Bioquímica de Oxígeno	239	16,73	mgO ₂ /l	PEE-GQM-FQ-05	27/11/14 CT
FISICOQUIMICOS:					
Solidos Volatiles Totales (1)	1530	---	mg/l	2542 D	03/12/14 AL

----	No. Aplica	N.E.	No Efectuado	Método Analítico: Standard Methods 2012, 22 th edition
< LD	Menor al Límite Detectable	L.M.P.	Límite Máximo Permisible	
U	Incertidumbre	P.E.E.	Procedimiento específico de ensayo de GQM	

- 1: Parámetros no incluidos en el alcance de acreditación ISO 17025 por el Organismo de Acreditación Ecuatoriano
- 2: Parámetros subcontratados no acreditados
- 3: Parámetros acreditados cuyos resultados están fuera del alcance de acreditación
- 4: Parámetros subcontratados acreditados por el laboratorio subcontratista; ver alcance en www.oae.gob.ec


Q. F. FERNANDO MARCOS V.
Director Técnico


Q.F. LAURA YANQUI M.
Coordinadora de calidad

Los resultados de este informe de ensayo solo son aplicables a las muestras analizadas.
Este informe de ensayo no deberá reproducirse más que en su totalidad, con autorización escrita de G.Q.M.
Las muestras serán retenidas por 7 días a partir de la fecha de entrega de resultados.

Parque Industrial California 2 Bloque D-41 Km. 11 1/2 vía a Daule
Teléfonos 2-103390(2) / 2-103825(35) / 0998-286653

www.grupoquimicomarcos.com
Guayaquil - Ecuador

FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Representante Legal: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Cdla. Nueva Kennedy Av. Plaza Dañin Mz H Villa 2

Guayaquil, Tel. 0987681582

Atención: Sr. Daniel Felix

Tipo de Industria

Guayaquil, 5 DE DICIEMBRE DEL 2014

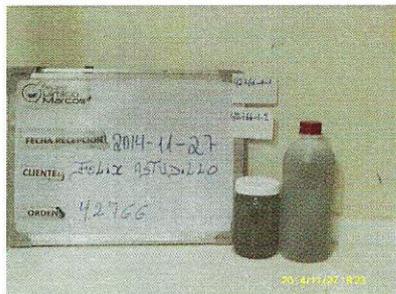
Fecha, Hora y lugar de Muestreo: 27/11/14 15:30 Durán - Cdla. Panorama
Fecha y Hora de Recepción: 27/11/14 16:08
Punto e Identificación de la Muestra: Estación de bombeo.
Norma Técnica de muestreo: N/A
Matriz de la muestra: AGUA RESIDUAL DOMESTICA
Muestreado por: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO
Muestreador: Cliente
Tipo de Muestreo: No Aplica

GRUPO QUIMICO MARCOS CIA. LTDA.

LA AUSENCIA DE ESTE SELLO INVALIDA EL
ORIGEN DEL INFORME DE RESULTADOS

MC2201-07

MEMORIA FOTOGRAFICA



Q. F. FERNANDO MARCOS V.
Director Técnico



Q. F. LAURA YANQUI M.
Coordinadora de calidad

Los resultados de este informe de ensayo solo son aplicables a las muestras analizadas.
Este informe de ensayo no deberá reproducirse más que en su totalidad, con autorización escrita de G.Q.M.
Las muestras serán retenidas por 7 días a partir de la fecha de entrega de resultados.

Parque Industrial California 2 Bloque D-41 Km. 11 1/2 vía a Daule

Teléfonos 2-103390(2) / 2-103825(35) / 0998-286653

www.grupoquimicomarcos.com

Guayaquil - Ecuador

FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Representante Legal: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO
Cdra. Nueva Kennedy Av. Plaza Dañin Mz H Villa 2
Guayaquil, Tel. 0987681582
Atención: Sr. Daniel Felix
Tipo de Industria

Guayaquil, 9 DE DICIEMBRE DEL 2014

Fecha, Hora y lugar de Muestreo: 28/11/14 12:00 Durán
Fecha y Hora de Recepción: 28/11/14 12:54
Punto e Identificación de la Muestra: AARR de estación de bombeo sin tratamiento.
Norma Técnica de muestreo: N/A
Matriz de la muestra: AGUA RESIDUAL DOMESTICA
Muestreado por: GRUPO QUIMICO MARCOS C. LTDA
Muestreador: Cliente
Tipo de Muestreo: No Aplica

GRUPO QUIMICO MARCOS C. LTDA

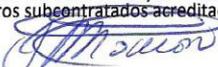
LA AUSENCIA DE ESTE SELLO INVALIDA EL
ORIGEN DEL INFORME DE RESULTADOS

MC2201-07

Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
AGREGADOS/COMPONENTES FISICOS:					
Solidos Totales	1580	316	mg/l.	PEE-GQM-FQ-22	02/12/14 AL
Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
INORGANICOS NO METALES:					
Nitrogeno total Kjeldahl (3)	24,7	5,7	mg/l	PEE-GQM-FQ-42	01/12/14 AM
Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
AGREGADOS ORGANICOS:					
Demanda Bioquímica de Oxígeno	217	15,19	mgO ₂ /l	PEE-GQM-FQ-05	28/11/14 CT
Parámetro	Resultado	U K=2	Unidades	Método Analítico	Analizado
FISICOQUIMICOS:					
Solidos Volátiles Totales (1)	1370	---	mg/l	2542 D	03/12/14 AL

-----	No. Aplica	N.E.	No Efectuado	Método Analítico: Standard Methods 2012, 22 th edition
< LD	Menor al Límite Detectable	L.M.P.	Límite Máximo Permissible	
U	Incertidumbre	P.E.E.	Procedimiento específico de ensayo de GQM	

- 1: Parámetros no incluidos en el alcance de acreditación ISO 17025 por el Organismo de Acreditación Ecuatoriano
- 2: Parámetros subcontratados no acreditados
- 3: Parámetros acreditados cuyos resultados están fuera del alcance de acreditación
- 4: Parámetros subcontratados acreditados por el laboratorio subcontratista; ver alcance en www.oae.gob.ec


Q. F. FERNANDO MARCOS V.
Director Técnico


Q. F. LAURA YANQUI M.
Coordinadora de calidad

Los resultados de este informe de ensayo solo son aplicables a las muestras analizadas.
Este informe de ensayo no deberá reproducirse más que en su totalidad, con autorización escrita de G.Q.M.
Las muestras serán retenidas por 7 días a partir de la fecha de entrega de resultados.

Parque Industrial California 2 Bloque D-41 Km. 11 1/2 vía a Daule
Teléfonos 2-103390(2) / 2-103825(35) / 0998-286653

www.grupoquimicomarcos.com
Guayaquil - Ecuador

FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Representante Legal: FELIX ASTUDILLO DANIEL FRANCISCO

Cdla. Nueva Kennedy Av. Plaza Dañin Mz H Villa 2

Guayaquil, Tel. 0987681582

Atención: Sr. Daniel Felix

Tipo de Industria

Guayaquil, 9 DE DICIEMBRE DEL 2014

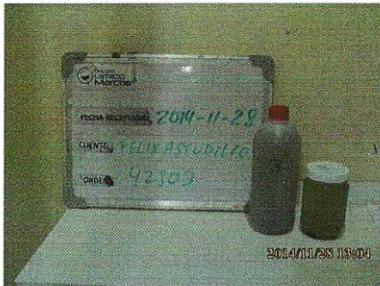
Fecha, Hora y lugar de Muestreo: 28/11/14 12:00 Durán
Fecha y Hora de Recepción: 28/11/14 12:54
Punto e Identificación de la Muestra: AARR de estación de bombeo sin tratamiento.
Norma Técnica de muestreo: N/A
Matriz de la muestra: AGUA RESIDUAL DOMESTICA
Muestreado por: GRUPO QUIMICO MARCOS C. LTDA
Muestreador: Cliente
Tipo de Muestreo: No Aplica

GRUPO QUIMICO MARCOS C. Ltda.

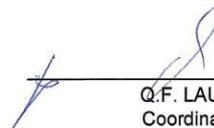
LA AUSENCIA DE ESTE SELLO INVALIDA EL
ORIGEN DEL INFORME DE RESULTADOS

MC2201-07

MEMORIA FOTOGRAFICA



Q. F. FERNANDO MARCOS V.
Director Técnico



Q. F. LAURA YANQUI M.
Coordinadora de calidad

Los resultados de este informe de ensayo solo son aplicables a las muestras analizadas.
Este informe de ensayo no deberá reproducirse más que en su totalidad, con autorización escrita de G.Q.M.
Las muestras serán retenidas por 7 días a partir de la fecha de entrega de resultados.

Parque Industrial California 2 Bloque D-41 Km. 11 1/2 vía a Daule
Teléfonos 2-103390(2) / 2-103825(35) / 0998-286653

www.grupoquimicomarcos.com
Guayaquil - Ecuador

MC2201-07

ANEXO 4

PRESUPUESTO DE OPERACIÓN

PRESUPUESTO

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
Disposicion de Lodos en Sedimentacion con profundidad aprox a 1 m	m2	87,00	\$5.000,000	\$435.000,00
Consumo de bombas para filtros anaerobios de flujo ascendente 200 HP	Kw*h	39209760,00	\$0,085	\$3.332.829,60
Paneles de rejilla en acero inoxidable con ventanas de 5cm	m2	4,80	\$600,000	\$2.880,00
Pastillas de cloro	Kg	75701,00	\$20,000	\$1.514.020,00
Medio de Soporte para filtros con piedra 3/4"	m3	63240,00	\$15,000	\$948.600,00
			TOTAL	\$6.233.329,60

ANEXO 5

PRESUPUESTO DE PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

PRESUPUESTO DE PLAN DE MANEJO AMBIENTAL ANUAL

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
Proteccion personal contra ruidos	Global	1,00	\$ 71,40	\$ 71,40
Riego de agua para prevenir levantamiento de polvo	Global	1,00	\$ 4.000,00	\$ 4.000,00
Disposicion de desechos solidos al relleno mas cercano	Global	1,00	\$ 675.000,00	\$ 675.000,00
Señales de seguridad y equipo de proteccion de vida	Global	1,00	\$ 13.500,00	\$ 13.500,00
Capacitacion en seguridad, proteccion personal y salud para los trabajadores	Global	1,00	\$ 680,00	\$ 680,00
Control y monitoreo de calidad de aire	Global	1,00	\$ 510,00	\$ 510,00
Control de contaminacion del agua con geomembrana	Global	1,00	\$ 24.245,00	\$ 24.245,00
Plantacion de arboles	Global	1,00	\$ 2.111,25	\$ 2.111,25
			TOTAL	\$ 720.117,65

BIBLIOGRAFÍA

1. ADI. (20 de Septiembre de 2014). *Tratamiento de aguas residuales y conversión residuos sólidos en energías*. Recuperado el 15 de Noviembre de 2014, de Sistema ADI-MBR en torres de enfriamiento: <http://www.adisystemsinc.com/es/estudios-de-caso/agp-utiliza-el-efluente-un-sistema-adi-mbr-en-torres-de-enfriamiento>
2. Aisse, M. M. (1985). *Tratamiento de desagües domésticos en reactores de flujo ascendente en manto de lodos*. Lima: Organización Panamericana de la Salud.
3. Ambientum. (28 de Febrero de 2002). *Revista Ambientum*. Recuperado el 19 de Noviembre de 2014, de Depuración de Agua en Biodiscos: http://www.ambientum.com/revista/2002_05/BIODISCO1.asp
4. Ambientum. (28 de Febrero de 2002). *Revista Ambientum*. Recuperado el 9 de Noviembre de 2014, de Nitrógeno en el Agua: http://www.ambientum.com/revista/2002_05/NTRGNO2.asp

5. Bermúdez, J., Canovas, M., Manjon, A., Iborra, J., & Howell, J. (1988). *La digestión anaerobia*. Murcia: Universidad de Murcia.
6. BIOPEdia. (15 de Marzo de 2014). *Biopedia*. Recuperado el 28 de Noviembre de 2014, de Humedales: <http://www.biopedia.com/humedales/>
7. Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua. (2003). *Biodiscos*. Salamanca: Universidad de Salamanca.
8. Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua. (2003). *Características*. Salamanca: Universidad de Salamanca.
9. Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua. (2003). *Tratamiento Previo - Pretratamiento*. Salamanca: Universidad de Salamanca.
10. Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abierto*. Illinois: McGrall-Hill.
11. Código de Práctica Ecuatoriano - INEN. (1997). *CPE - INEN 5 - Código de práctica para el diseño de sistemas de abastecimiento de*

agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural. Quito: INEN.

12. CONAGUA. (1 de Diciembre de 2007). *Comisión Nacional del Agua - México.* Recuperado el 28 de Febrero de 2015, de Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/10DisenoDeLagunasDeEstabilizacion.pdf>

13. Conil, P., Jimenez, M., & Del Valle, V. (1996). *Tratamiento y aprovechamiento de aguas residuales domésticas con reactores.* Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

14. CRICYT. (18 de Octubre de 2004). *Ciencia y Tecnología al Servicio de la Comunidad.* Recuperado el 16 de Febrero de 2015, de Demanda Biológica de Oxígeno: <http://www.cricyt.edu.ar/enciclopedia/terminos/DBO.htm>

15. Crites & Tchobanoglous. (2000). *Sistema de Manejo de Aguas Residuales para núcleos pequeños y descentralizados - Tomo1.* Bogotá, Colombia: McGraw Hill.

16. Crites & Tchobanoglous. (2000). *Sistema de Manejo de Aguas Residuales para núcleos pequeños y descentralizados - Tomo2*. Bogotá: McGraw Hill.
17. Cualla, R. L. (2003). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
18. CYTED. (8 de Agosto de 2014). *Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para El Desarrollo*. Recuperado el 19 de Diciembre de 2014, de HidroRed: <http://tierra.rediris.es/hidrored/sensibilizacion/>
19. Deloya Martínez, A. (2012). *Biodiscos: una alternativa de tratamiento biológico*. Costa Rica: Tecnológico de Costa Rica.
20. Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York. (1998). *Manual de tratamiento de Aguas Negras*. Nueva York, Estados Unidos: Limusa.
21. EMSHI. (16 de Agosto de 2014). *Entidad metropolitana de servicios hidraulicos*. Recuperado el 10 de Noviembre de 2014, de Planta Depuradora de Pinedo:

http://www.emshi.gob.es/actualidad/galerias/id_3/planta-depuradora-de-pinedo

22.EPA. (1 de Septiembre de 2000). *United States Environmental Protection Agency*. Recuperado el 20 de Febrero de 2015, de Folleto informativo de tecnología de aguas residuales - Humedales de flujo subsuperficial:

http://water.epa.gov/infrastructure/septic/upload/cs_00_023.pdf

23.EPA. (10 de Abril de 2013). *United States Environmental Protection Agency*. Recuperado el 20 de Diciembre de 2014, de Disinfection Byproduct (DBP) Precursor Form # 2:
<http://www2.epa.gov/sites/production/files/documents/dbpprecursorform2instructions.pdf>

24.EPA. (31 de Octubre de 2014). *United States Environmental Protection Agency*. Recuperado el 23 de Diciembre de 2014, de Selected EPA-registered Disinfectants:
<http://www.epa.gov/oppad001/chemregindex.htm>

25. GeoCities. (19 de Noviembre de 2009). *OOCITIES*. Recuperado el 19 de Febrero de 2015, de Ingeniería de Tratamiento de Aguas Residuales: <http://www.oocities.org/edrochac/residuales/dboydqq2.pdf>
26. GeoCities. (19 de Noviembre de 2009). *OOCITIES*. Recuperado el 13 de Febrero de 2015, de Lagunas de Estabilización: <http://www.oocities.org/edrochac/residuales/lagunas7.pdf>
27. Grupo Selecta. (10 de Octubre de 2012). *Grupo Selecta*. Recuperado el 9 de Noviembre de 2014, de Notas de Aplicaciones: <http://www.grupo-selecta.com/notasdeaplicaciones/sin-categoria/metodo-kjeldahl/>
28. Guía Ambiental. (3 de Noviembre de 2011). *Guía Ambiental*. Recuperado el 13 de Noviembre de 2014, de Calidad del Agua - Laguna de Estabilización: <http://www.guiaambiental.com.ar/conocimiento-calidad-de-agua-lagunas-estabilizacion.html>
29. INEC. (2001). *Censo Poblacional*. Durán.
30. INEC. (2010). *Censo Poblacional*. Durán.

31. Ingeniero Ambiental. (20 de Julio de 2008). *Ingeniero Ambiental*. Recuperado el 2014 de Noviembre de 13, de Lagunas de Estabilización: <http://www.ingenieroambiental.com/?pagina=838>
32. Instituto de Construcción y Gerencia. (2006). *Norma IS. 020 Tanques Sépticos*. Lima: Gobierno del Perú.
33. Interagua. (21 de Octubre de 2013). *Manual de Diseño*. Recuperado el 8 de Noviembre de 2014, de Normas y Criterios: <http://www.interagua.com.ec/transparencia/pdf/ManualDiseno/DE-NTDMDA.pdf>
34. Lenntech. (20 de Septiembre de 2014). *Lenntech - Water Treatment Solutions*. Recuperado el 5 de Febrero de 2015, de Filtración de arena: <http://www.lenntech.es/filtracion-de-arena.htm>
35. Lenntech. (20 de Septiembre de 2014). *Lenntech - Water Treatment Solutions*. Recuperado el 10 de Febrero de 2015, de Tratamiento de Lodos: <http://www.lenntech.es/tratamiento-lodos-general.htm>

36. Metcalf & Eddy. (1995). *Ingeniería de Aguas Residuales - Redes de alcantarillado y bombeo* (Segunda ed.). Madrid, España: McGraw Hill.
37. Metcalf & Eddy. (1996). *Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, vertido y reutilización - Volumen 1* (Tercera ed.). Madrid, España: McGraw Hill.
38. Ministerio de Desarrollo Económico - Colombia. (14 de Abril de 2010). *Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS-2000*. Recuperado el 28 de Enero de 2015, de Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales: http://www.cra.gov.co/apc-aa-files/37383832666265633962316339623934/6._Sistemas_de_recoleccion_de_aguas.pdf
39. Municipio de Durán. (2014). Durán: EMAPAD - EP.
40. Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2011). *Capítulo 16: Norma Hidrosanitaria - Agua*. Ecuador: Gobierno Nacional Ecuador.

41. Norma Técnica Ecuatoriana - INEN. (1998). *NTE INEN 2169 - Agua. Calidad del agua. Muestreo. Manejo y conservación de muestras.* Quito: INEN.
42. Norma Técnica Ecuatoriana - INEN. (1998). *NTE INEN 2176 - Agua. Calidad del agua. Muestreo. Técnicas de muestreo.* Quito: INEN.
43. OMS. (15 de Noviembre de 2014). *Organizacion mundial de la salud.* Recuperado el 21 de Diciembre de 2014, de Agua, saneamiento y salud (ASS):
http://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/wsh0207/es/index1.html
44. OpEPA. (13 de Agosto de 2014). *OpEPA.* Recuperado el 27 de Noviembre de 2014, de Humedal - Descripción completa:
http://www.opepa.org/index.php?Itemid=31&id=197&option=com_content&task=view
45. OSMAN. (6 de Septiembre de 2014). *Observatorio de Salud y Medio Ambiente de Andalucía.* Recuperado el 23 de Febrero de 2015, de La Salud y el Medio: <http://www.osman.es/ficha/14067>

46. Ramalho, R. S. (2003). *Tratamiento de Aguas Residuales*. Quebec: Reverté S.A.
47. Ramirez, J. (11 de Septiembre de 2003). *Humedales*. Recuperado el 24 de Noviembre de 2014, de Los Humedales: <http://ponce.inter.edu/acad/cursos/ciencia/pages/humedales.htm>
48. REMA. (8 de Julio de 2013). *REMA*. Recuperado el 9 de Noviembre de 2014, de Soluciones en tratamiento y purificación de agua: <http://www.rema.com.mx/plantaaguasnegras.html>
49. República del Ecuador. (2003). *Texto Unificado de Legislación Secundaria del Medio Ambiente - Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: Recurso agua - Libro VI Anexo 1*. Quito.
50. Rodríguez Serrano, J. A. (2009). *Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Comunidades*. México: Universidad de Sonora.
51. Romero Rojas, J. A. (2008). *Tratamiento de Aguas Residuales - Teoría y principios de diseño*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

52. Serquimsa. (18 de Noviembre de 2014). *Serquimsa - Ingeniería transparente*. Recuperado el 6 de Enero de 2015, de Difusores: <http://www.serquimsa.com/equipos/difusores/>
53. Serquimsa. (18 de Noviembre de 2014). *Serquimsa - Ingeniería transparente*. Recuperado el 6 de Enero de 2015, de Aireación: <http://www.serquimsa.com/equipos/aireacion/>
54. Sistema de bibliotecas SENA. (15 de Marzo de 2014). *Programa de capacitación y certificación del sector de agua potable y saneamiento básico*. Recuperado el 04 de Noviembre de 2014, de Operación y mantenimiento de plantas de potabilización de agua: http://repositorio.sena.edu.co/sitios/calidad_del_agua/operacion_potabilizacion/index.html#
55. Sistema Universitario Texas. (2002). *Sistemas Individuales para el tratamiento de aguas negras: Filtro Percolador*. Texas: Texas Water Institute.
56. Talarico, C. A. (28 de Junio de 2009). *UTN - Departamento de Ingeniería Civil*. Recuperado el 29 de Enero de 2015, de Cátedra Ingeniería Sanitaria:

<http://civil.frba.utn.edu.ar/Materias/ingenieriasanitaria/unidadII-dotacion.pdf>

57. Tec Depur Ingeniería. (2 de Septiembre de 2014). *Blog Tec Depur Ingeniería*. Recuperado el 17 de Noviembre de 2014, de Tecnologías blandas (13): Tanque Imhoff: <http://www.tecdepur.com/blog/tecnologias-blandas-13-tanque-imhoff>

58. UNAD. (11 de Diciembre de 2012). *Universidad Nacional Abierta y a Distancia*. Recuperado el 19 de Diciembre de 2014, de Humedales Superficiales: http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358039/ContenidoLinea/leccion_43_humedales_artificiales.html

59. UNATSABAR. (30 de Enero de 2006). *Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques imhoff y lagunas de estabilización*. Recuperado el 10 de Noviembre de 2014, de Biblioteca virtual de desarrollo sostenible y salud ambiental: http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guia/calde/2sas/d24/053_Dise%C3%B1o_tanques_s%C3%A9pticos_Imhoff_lag/Dise%C3%B1o_tanques_s%C3%A9pticos_Imhoff_lagunas_estabilizaci%C3%B3n.pdf

60. UNSAM. (2012). *Campaña en defensa de las costas y humedales*.

Buenos Aires: Universidad Nacional de San Martín.

61. Vázquez Arenas, G. (18 de Enero de 2012). *Universidad Politécnica*

de Cartagena. Recuperado el 24 de Febrero de 2015, de Instalaciones

- Características de la red de evacuación y saneamiento:

[http://ocw.bib.upct.es/pluginfile.php/5869/mod_resource/content/1/Tema](http://ocw.bib.upct.es/pluginfile.php/5869/mod_resource/content/1/Tema_evacuacion_y_saneamiento1.pdf)

[a_evacuacion_y_saneamiento1.pdf](http://ocw.bib.upct.es/pluginfile.php/5869/mod_resource/content/1/Tema_evacuacion_y_saneamiento1.pdf)

62. Zarate Romano, V. (1995). *Estudios de sedimentación de lodos*

secundarios de plantas de tratamiento de aguas residuales

municipales del estado de Nuevo León. Monterrey: Universidad

Autónoma de Nuevo León - Facultad de Ingeniería Civil.