



**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL
PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN
LA COMUNA RIO VERDE DEL CANTON SANTA
ELENA**

2020-2021

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

ÍNDICE

DISEÑO	3
1.1 ESTUDIOS DE INGENIERIA.....	3
1.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	3
1.3 ESTUDIO AMBIENTAL.....	3
1.4 RIESGOS Y VULNERABILIDAD DEL SISTEMA.....	4
2 PARÁMETROS DE DISEÑO.....	6
2.1 PERIODO DE DISEÑO	7
2.2 DENSIDAD Y POBLACIÓN DE DISEÑO	9
2.3 DOTACIÓN DE DISEÑO	11
2.4 CAUDAL DE DISEÑO	11
3 ESPECIFICACIONES HIDRÁULICAS DE DISEÑO.	12
3.1 VELOCIDADES MÍNIMAS.....	12
3.2 VELOCIDADES MÁXIMAS.	13
3.3 ESFUERZO CORTANTE.....	13
3.4 TIRANTE DE AGUA.	14
3.5 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO.....	14
3.6 PERFILES HIDRÁULICOS.....	15
4 DISEÑO DEL SISTEMA DE PRETRATAMIENTO.	16
4.1 ESTRUCTURA DE LLEGADA	16
4.2 CANALETAS PARSHALL DE FLUJO LIBRE	16
Figura 5.4. Muestra Dimensionamiento de medidores Parshall.....	17
Tabla 5.5 Dimensiones típicas de Medidores Parshall.....	18
4.3 DESARENADOR RECTANGULAR	18
4.4 CANAL AGUAS ABAJO DE LA CANALETA PARSHALL.....	20
4.5 REJILLA	21
Tabla 5.6 Muestra las normas de diseño para rejillas manuales adaptado de Reynolds y Richards, 1996; Rolim, 2000.	21
4.6 CANAL DE APROXIMACIÓN ANTES DE LA REJILLA.....	22
5 DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.....	23
5.3.1. OBRAS DE CONSTRUCCIÓN	47
6 VOLÚMENES DE OBRA.....	48
7 PRESUPUESTO REFERENCIAL	48

1 DISEÑO

1.1 ESTUDIOS DE INGENIERIA

Se realizaron actividades de ingeniería para realizar el diseño a continuación se tiene descripción de sus componentes.

1.2 Estudio topográfico

El equipo utilizado tiene las Características de la Estación Total Sokkia CX-105. En el estudio se realizó el levantamiento topográfico el mismo permitió tener el relieve del terreno, y ubicación de postes, alcantarillas, solares y delimitación de manzaneros existentes en el sector.

Antes de empezar los trabajos de campo, con el objeto de ubicar al Proyecto dentro del sistema de coordenadas UTM WGS-84, se procedió a tomar coordenadas en los puntos de control ubicados.

1.3 Estudio ambiental

Considerando la información procesada como parte del presente Estudio se presentan las siguientes conclusiones:

La evaluación ambiental del Proyecto ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA enfoca tanto el punto de vista técnico ambiental como el socio – económico, que es también favorable para el desarrollo de estas obras, teniendo en cuenta que las mismas surgen porque la población de dicha comuna en la actualidad posee letrinas la misma que generan contaminación en el sector, y con dicho proyecto mejorara la calidad de vida de los habitantes. Por lo tanto, el balance de los impactos relacionados con este tipo de obra es netamente positivo.

Los impactos negativos que se pudieran presentar, se encuentran relacionados casi exclusivamente a la fase construcción del proyecto. Estos impactos potenciales por las características del Proyecto serán de intensidad leve o moderada, duración temporal, dimensión localizada, y reversibles o mitigables.

Las obras planteadas requerirán para su implementación de una buena organización con el fin de evitar inconvenientes que compliquen la ejecución de los trabajos y conspiran contra la continuidad

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

de las obras. Durante la etapa constructiva, la implementación del Plan de Manejo Ambiental planteado en este estudio asegurará el desarrollo normal de las obras.

El Plan de Manejo Ambiental establece Medidas Ambientales, destinadas a eliminar, minimizar o mitigar los impactos negativos del proyecto. Cada medida tiene una serie de actividades que están especificadas en el Plan de Manejo Ambiental.

Poner en práctica las medidas de mitigación que se proponen en el Plan de Manejo Ambiental formulado, con su correspondiente plan de monitoreo, lo cual contribuirá a mejorar las acciones de implementación del proyecto.

La implementación del Plan de Manejo Ambiental permitirá precautelar la seguridad y salud de los trabajadores y de los habitantes de zonas adyacentes, ya que son los expuestos a la ocurrencia de los efectos negativos de la construcción de este proyecto

1.4 Riesgos y vulnerabilidad del sistema

Durante el proceso de planeación de la obra se tomaron en consideración diversos aspectos que permitan mitigar los impactos de fenómenos naturales y vandalismo que se puedan generar sobre la obra objeto de este estudio. Por lo que para cuestiones del estudio se consideró lo siguiente:

Tabla 1.1 Riesgos y vulnerabilidad de los sistemas

FENOMENO	DESCRIPCION	MEDIDA DE SEGURIDAD
Colectores		
Natural	Inundaciones	En el sector no existe sistema de alcantarillado pluvial por lo que se consideró realizar un diseño con capacidades hidráulicas considerando las aportaciones por infiltración y caudales de aportaciones ilícitas. Sin embargo, es recomendable que en los trabajos de Construcción se realicen las pruebas de estanqueidad.
Natural	Deslizamientos en Talud	Ninguna de las tuberías se encuentra expuesta a deslizamiento, sin embargo, en las labores constructivas se debe verificar las recomendaciones y protecciones del estudio de suelo (zanja de cimentación y entibado) ya que existentes colectores a 5 metros de profundidad.
Natural	Contaminación del aire	Se realizó un diseño con tirante menor al 80% esto implica una amplia zona para que los gases puedan ser evacuados con normalidad.
Natural	Ataque químico	La recomendación de las tuberías utilizadas debe cumplir lo dispuesto en las normas de Calidad INEN de fabricación para reducir el impacto de químicos y sustancias abrasivas que puedan dañar las tuberías.
Redes terciarias tuberías		

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Natural	Inundaciones	A pesar que el sistema se encuentra fuera de la cota de inundación no existe en el sector un buen sistema pluvial por lo que se consideró realizar un diseño con capacidades hidráulicas suficientes para tener aportaciones pluviales.
Natural	Contaminación del aire	Se realizó un diseño con tirante menor al 80% esto implica una amplia zona para que los gases puedan ser evacuados con normalidad.
Natural	Sismos	Una vez construida la obra las tuberías están protegidas contra movimientos sísmicos por recomendaciones de las propiedades mecánicas de la zanja de cimentación.
Natural	Ataque químico	La recomendación de las tuberías utilizadas debe cumplir lo dispuesto en las normas de Calidad INEN de fabricación para reducir el impacto de químicos y sustancias abrasivas que puedan dañar las tuberías.
Cámaras, pozos y cajas de revisión		
Natural	Inundaciones	A pesar que el sistema se encuentra fuera de la cota de inundación no existe en el sector un buen sistema pluvial por lo que se consideró que el concreto a utilizar sea impermeable para reducir aportaciones por nivel freático y evitar filtraciones, además todas las tapas de los pozos están diseñadas para evitar filtraciones a causa de altas precipitaciones.
Natural	Contaminación del aire	Todas las tapas de las bocas de visita y tapas de caja de revisión están diseñadas para que no ingrese material particulado, además evite la salida de los gases tóxicos. El sistema cuenta con propiedad de autolimpieza y velocidades que cumplen con la Normativa Vigente.
Natural	Nivel freático	Muchos de los pozos están provistos de aleros que evitan tener problemas de cimentación, es a consideración del fiscalizador verificar los sitios con alto nivel freático en obra, además el concreto tiene los aditivos necesarios para ser impermeable.
Natural	Ataque químico	La recomendación de los concretos a utilizar debe cumplir lo dispuesto en las normas de Calidad INEN de fabricación para reducir el impacto de químicos y sustancias abrasivas que puedan dañar las estructuras.
Vandalismo	Seguridad de las instalaciones	Las tapas de las cámaras para evitar robos serán de un material y tecnología que no permita la manipulación e interés fácil de delincuentes.
Varios	Operación y mantenimiento	La empresa prestadora del servicio Aguapen E.P. realizará las labores de operación y mantenimiento preventivo y correctivo como lo dispone el presente estudio.
Sistemas de bombeo		
Natural	Inundaciones	La estación de bombeo 2 se encuentra cerca de un canal Natural, podría considerarse de vulnerabilidad en caso de existir elevadas precipitaciones, se ha considerado para este articular elevar la cota de nivel de piso terminado 0.5 m por encima del terreno natural, además habilitar el sistema de rebose que conduce al cauce más cercano para el transporte y descarga de precipitaciones.

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Natural	Contaminación del aire	El sistema de bombeo cuenta con ductos de ventilación propio de este tipo de sistemas, además se considera la inclusión de sensores de nivel que no permitan que el agua residual no tenga tiempos de retención en el cárcamo. Adicional se especifica que el cárcamo debe ser construido herméticamente de tal forma que evite la salida de gases tóxicos.
Natural	Nivel freático	El cárcamo de bombeo fue diseñado con aleros que evitan tener problemas de flotaciones en las zonas con alto nivel freático, fiscalización debe verificar los sitios con alto nivel freático en obra, además el concreto tiene los aditivos necesarios para ser impermeable.
Natural	Ataque químico	La recomendación de los concretos a utilizar debe cumplir lo dispuesto en las normas de Calidad INEN de fabricación para reducir el impacto de químicos y sustancias abrasivas que puedan dañar las estructuras.
Vandalismo	Seguridad de las instalaciones	Todas las estaciones de bombeo cuentan con una caseta eléctrica que puede ser utilizada como guardianía y un cerramiento perimetral.
Varios	Operación y mantenimiento	La empresa prestadora del servicio Aguapen E.P. sería la encargada de la operación de las estaciones, sin embargo, se considera en este estudio que las mismas sean automáticas, para que no estén presentes operadores y solo se requiera la presencia en casos de mantenimiento preventivo o predictivo
Sistema de tratamiento		
Natural	Inundaciones	El sistema se encuentra ubicado cercano a un cauce sin caudal en la mayor parte del año, considerando una cota de terraza de las lagunas de 40 m.
Natural	Contaminación del aire	El sistema de tratamiento estará ubicado lo más lejano a la población.
Vandalismo	Seguridad de las instalaciones	El sistema cuenta con una caseta de guardianía y un cerramiento perimetral.
Varios	Operación y mantenimiento	La empresa prestadora del servicio Aguapen E.P. realizará las labores de operación y mantenimiento preventivo y correctivo como lo dispone el presente estudio.

Fuente: Departamento Diseño y Proyectos

Es claro decir que la obra se encuentra expuesta a fenómenos naturales y vandalismo, sin embargo, se han tomado en cuenta las consideraciones anteriores. Esto no descarta que puedan ocurrir eventos que no hayan sido contemplados o con las medidas adoptadas no se logren satisfacer las necesidades básicas del sistema.

2 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para desarrollar el diseño hidráulico y verificar el cumplimiento de los estándares de servicio y calidad que toda Municipalidad o Empresa de Agua y Saneamiento debe ofrecer a sus usuarios en general, incluyendo el diseño tubo a tubo bajo

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

condiciones de flujo uniforme y la comprobación de diseño del sistema de alcantarillado operando como un todo, bajo condiciones de flujo gradualmente variado o de flujo no permanente. Las NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES, establecen los mecanismos, procedimientos y metodologías para la elaboración de los parámetros de diseño para los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales urbanas.

2.1 Periodo de diseño

Con lo definido en el capítulo 2 (periodo de análisis y diseño), el período de diseño debe ser de 20 años, según lo estipulado en las normas, esto asegura una economía de escala adecuada; por lo tanto, el horizonte de proyecto será el año 2041, considerando como año de inicio 2021.

2.2 Área de diseño

Este sector se encuentra ubicado en la Parroquia Chanduy del Cantón Santa Elena, Provincia de Santa Elena, que se encuentra localizada en el siguiente cuadro de coordenadas.

Tabla - Cuadro de coordenadas de ubicación del proyecto AASS Comuna Rio Verde

<i>AREA DE DISEÑO 1</i>					
<i>PUNTO</i>	<i>COORDENADA X</i>	<i>COORDENADA Y</i>	<i>PUNTO</i>	<i>COORDENADA X</i>	<i>COORDENADA Y</i>
<i>1</i>	<i>533107</i>	<i>9745648</i>	<i>15</i>	<i>532676</i>	<i>9744676</i>
<i>2</i>	<i>533399</i>	<i>9745430</i>	<i>16</i>	<i>532656</i>	<i>9744701</i>
<i>3</i>	<i>533372</i>	<i>9745333</i>	<i>17</i>	<i>532680</i>	<i>9744725</i>
<i>4</i>	<i>533258</i>	<i>9745293</i>	<i>18</i>	<i>532618</i>	<i>9744772</i>
<i>5</i>	<i>533221</i>	<i>9745355</i>	<i>19</i>	<i>532661</i>	<i>9744820</i>
<i>6</i>	<i>533161</i>	<i>9745325</i>	<i>20</i>	<i>532567</i>	<i>9744838</i>
<i>7</i>	<i>533196</i>	<i>9745253</i>	<i>21</i>	<i>532571</i>	<i>9744926</i>
<i>8</i>	<i>533147</i>	<i>9745228</i>	<i>22</i>	<i>532687</i>	<i>9744909</i>
<i>9</i>	<i>533092</i>	<i>9745306</i>	<i>23</i>	<i>532755</i>	<i>9745005</i>
<i>10</i>	<i>532919</i>	<i>9745065</i>	<i>24</i>	<i>532651</i>	<i>9745112</i>
<i>11</i>	<i>532956</i>	<i>9745048</i>	<i>25</i>	<i>532782</i>	<i>9745294</i>
<i>12</i>	<i>532853</i>	<i>9744824</i>	<i>26</i>	<i>532952</i>	<i>9745423</i>
<i>13</i>	<i>532792</i>	<i>9744856</i>	<i>27</i>	<i>533111</i>	<i>9745509</i>
<i>14</i>	<i>532745</i>	<i>9744701</i>	<i>28</i>	<i>533053</i>	<i>9745603</i>

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

<i>AREA DE DISEÑO 2</i>		
<i>PUNTO</i>	<i>COORDENADA X</i>	<i>COORDENADA Y</i>
<i>1</i>	<i>532675</i>	<i>9744495</i>
<i>2</i>	<i>532779</i>	<i>9744527</i>
<i>3</i>	<i>532903</i>	<i>9744277</i>
<i>4</i>	<i>532944</i>	<i>9744277</i>
<i>5</i>	<i>532968</i>	<i>9744207</i>
<i>6</i>	<i>532890</i>	<i>9744178</i>
<i>7</i>	<i>532783</i>	<i>9744170</i>
<i>8</i>	<i>532775</i>	<i>9744205</i>
<i>9</i>	<i>532804</i>	<i>9744297</i>

<i>AREA DE DISEÑO 3</i>		
<i>PUNTO</i>	<i>COORDENADA X</i>	<i>COORDENADA Y</i>
<i>1</i>	<i>532542</i>	<i>9744345</i>
<i>2</i>	<i>532624</i>	<i>9744332</i>
<i>3</i>	<i>532630</i>	<i>9744369</i>
<i>4</i>	<i>532725</i>	<i>9744348</i>
<i>5</i>	<i>532714</i>	<i>9744196</i>
<i>6</i>	<i>532686</i>	<i>9744186</i>
<i>7</i>	<i>532670</i>	<i>9744159</i>
<i>8</i>	<i>532681</i>	<i>9744086</i>
<i>9</i>	<i>532676</i>	<i>9744063</i>
<i>10</i>	<i>532649</i>	<i>9744074</i>
<i>11</i>	<i>532648</i>	<i>9744090</i>
<i>12</i>	<i>532559</i>	<i>9744117</i>
<i>13</i>	<i>532507</i>	<i>9744040</i>
<i>14</i>	<i>532481</i>	<i>9744053</i>
<i>15</i>	<i>532523</i>	<i>9744190</i>

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Ilustración - Área del proyecto de AASS Comuna Rio Verde

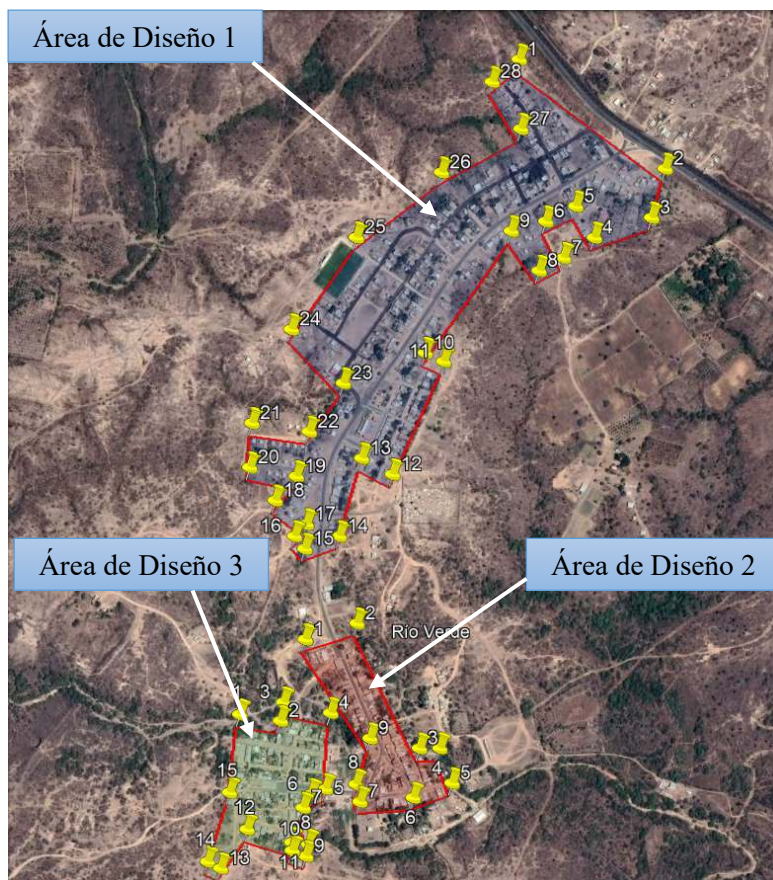


Imagen extraída de Google Earth

2.3 Densidad y población de diseño

Para establecer la población de diseño se tomo como datos las familias existentes en la Comuna Rio Verde y aplicando los siguientes parámetros tal como lo muestra la siguiente tabla:

Tabla Datos de para proyección

CANTON:	Santa Elena	
SECTOR:	Rio Verde	
Proyecto:	Alcantarillado sanitario de la Comuna Rio Verde Cantón de Santa Elena	
AÑO:	2021	
NUMERO DE FAMILIAS:	403	Viviendas
DENSIDAD POR VIVIENDA:	4	Habitantes/Viviendas
POBLACION ACTUAL:	1612	Habitantes
TASA DE CRECIMIENTO (GEOMETRICO):	0.02	Adimensional

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

TASA DE CRECIMIENTO (LINEAL):	2.8	Adimensional
DOTACION:	130	L/hab*día
K (MAXIMO DIARIO):	1.3	Adimensional
K (MAXIMO HORARIO):	2	Adimensional
COEFICIENTE DE RETORNO	0.8	
CAUDAL DE INFILTRACION	0.1	l/s *Ha
CAUDAL DE CONEXIONES ILICITAS	0.1	l/s *Ha
AREA DE APORTACION	29	Ha

En la tabla que se muestra a continuación se puede apreciar los datos de cálculo de población futura y caudales para el sector de Río Verde aplicando el factor de Harmon para el caudal máximo.

Tabla 4.3 Densidad y población futura

Coefficien te de mayoraci ón (año 2041)	FACTOR DE HARMON	3.523						
1.1 Calculo de población futura y caudales para el sector de Río Verde del Cantón de Santa Elena								
AÑO	METODO GEOMETRI CO	METODO ARITMETI CO	POBLACI ON FUTURA	AGUA SERVIDA				
				CAUDAL DE POBLACI ON (L/s)	CAUDAL MAXIMO INSTANTAN EO (l/s)	CONEXION ES ILICITAS	CAUDAL DE INFILTRACI ON	CAUDA L DE DISEÑO DE TUBERI AS
2021	1612	1612	1612	1.94	6.835	2.9	2.9	12.635
2022	1645	1615	1645	1.98	6.976	2.9	2.9	12.776
2023	1678	1618	1678	2.02	7.116	2.9	2.9	12.916
2024	1711	1621	1711	2.06	7.257	2.9	2.9	13.057
2025	1745	1624	1745	2.1	7.398	2.9	2.9	13.198
2026	1780	1626	1780	2.143	7.55	2.9	2.9	13.35
2027	1816	1629	1816	2.186	7.701	2.9	2.9	13.501
2028	1852	1632	1852	2.229	7.853	2.9	2.9	13.653
2029	1889	1635	1889	2.274	8.011	2.9	2.9	13.811
2030	1927	1638	1927	2.32	8.173	2.9	2.9	13.973
2031	1966	1640	1966	2.366	8.335	2.9	2.9	14.135
2032	2005	1643	2005	2.413	8.501	2.9	2.9	14.301
2033	2045	1646	2045	2.462	8.674	2.9	2.9	14.474
2034	2086	1649	2086	2.511	8.846	2.9	2.9	14.646
2035	2127	1652	2127	2.56	9.019	2.9	2.9	14.819
2036	2170	1654	2170	2.612	9.202	2.9	2.9	15.002
2037	2213	1657	2213	2.664	9.385	2.9	2.9	15.185
2038	2258	1660	2258	2.718	9.576	2.9	2.9	15.376
2039	2303	1663	2303	2.772	9.766	2.9	2.9	15.566
2040	2349	1666	2349	2.828	9.963	2.9	2.9	15.763
2041	2396	1668	2396	2.884	10.16	2.9	2.9	15.96

Fuente: Departamento de Diseños y Proyectos

Para poder obtener el factor de mayoración se aplicó la siguiente ecuación de Harmon.

$$F = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Siendo

F: El Factor de mayoración

P: Población Futura

2.4 Dotación de diseño

Para hallar la dotación de diseño se tomó datos históricos que reposan en archivos de la empresa Aguapen E.P, teniendo como resultado un valor de dotación media igual a 130 l/hab/día el cual será fue utilizado para el cálculo de los caudales para el diseño.

2.5 Caudal de diseño

El caudal de diseño para cada una de las tuberías que conforman la red de alcantarillado de aguas residuales corresponde a la suma del caudal máximo horario final del día de mayor consumo de agua potable, más los aportes de caudal de infiltración y caudal de aguas lluvias por conexiones erradas.

Caudal de la población (Q). - Se lo calcula por medio de la ecuación 2.11 donde interviene el coeficiente de retorno (cr) el consumo (D, dotación de agua potable) y la densidad (Den), y esta expresado en l/s.

$$Q = \frac{cr * D * Den}{86400} \dots \dots \dots (2.11)$$

Porcentaje de área. - Es el aporte de área en porcentaje medido de plano en relación a los aportes que recibe cada colector.

Caudal medio diario Qi . - Se suma el aporte aferente más los caudales recibidos por el colector aguas arriba mediante la fórmula 2.13, y se expresa en l/s.

$$Qi = qi * Ai + \sum Q_{\text{Aguas arriba}} \dots \dots \dots (2.13)$$

Coeficiente de mayoración (M) .- Se lo determina con la fórmula 2.3. factor de mayoración de Harmon

Caudal máximo horario (QMH) .- Es el producto del caudal medio diario con el coeficiente de mayoración

Coeficiente de infiltración. - Se determina el coeficiente de infiltración con la permeabilidad de acuerdo al estudio de suelos si es alta media o baja

Coeficiente de infiltración. - Es el producto de área total drenada con el coeficiente de infiltración.

Coefficiente de conexiones erradas. - Si existe alcantarillado pluvial se adopta 0.2 l/s*HA , si no existe el valor será 2 l/s*HA

Caudal de conexiones erradas. - Es el producto de área total drenada con el coeficiente de conexiones erradas.

Caudal de evaluación. - Suma del caudal máximo horario, infiltración y conexiones erradas.

3 ESPECIFICACIONES HIDRÁULICAS DE DISEÑO.

3.1 Velocidades mínimas.

La velocidad mínima en tuberías es un parámetro que se establece en sistemas de recolección de aguas residuales domesticas para poder controlar la sedimentación de los sólidos transportados y asegurar las características de auto limpieza, los valores mínimos de velocidades que recomiendan los diferentes autores se muestran a continuación:

- Según el CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PARTE IX OBRAS SANITARIAS CO 10.07 - 601 NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES define que *“para que un sistema de alcantarillado tenga un correcto funcionamiento se debe evaluar que las velocidades de diseño no sean menores a 0.45 l/s y de preferencia mayores a 0.6 l/s ”*.
- Según las Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de las Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. detalla *“Con el fin de mantener limpias las tuberías y lavar los sólidos depositados durante períodos de bajo caudal, se debe establecer una velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida para una tubería de alcantarillado de aguas residuales de EPM es 0.45 m/s , para las condiciones encontradas al final del período de diseño”*.
- (Waring Jr, 1879), en su libro Alcantarillado y desagüe de tierras determina que la velocidad mínima no debe ser menor a 0.45 o 0.5 m/s en las tuberías de alcantarillado sanitario.
- (OPS CEPIS, 2005), Macedo en su libro *“Calculo do escoamento na rede de esgotos sanitarios do sistema absoluto”* en base al expertísimo brasileño determina que el valor mínimo de velocidades en sistemas de alcantarillado debe ser de 0.6 m/s .
- (OPS CEPIS, 2005), Metcalf y Eddy (1995) en su libro *“ingeniería de aguas residuales metcalf & eddy”* establece que la velocidad mínima en la que puede funcionar la red de alcantarillado es de 0.3 m/s .

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

- (Azevedo Netto, 1992), la velocidad del flujo debe ser superior a 0.5 m/s para que el sistema tenga una óptima funcionalidad.
- En el libro “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados” se establece que para sistemas de recolección y transporte de aguas residuales domesticas se debe considerar como mínimo que el flujo mantenga una velocidad de 0.45 m/s, (López Cualla, 2003).

En el presente trabajo para realizar el diseño definitivo, en base a la literatura técnica redactada se determina verificar que las velocidades mínimas sean superiores a 0.45 m/s, para impedir la sedimentación en las tuberías.

3.2 Velocidades máximas.

- Según el CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PARTE IX OBRAS SANITARIAS CO 10.07 - 601 NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES define que las velocidades máximas para tuberías de plástico no deben ser mayor a 4.5 l/s.
- Según las Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de las Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. detalla “ Los valores de la velocidad máxima deben quedar justificados, desde la etapa de diseño, teniendo en cuenta los manuales técnicos de los fabricantes de las tuberías, y deben ser aprobados por EPM. La velocidad media máxima será de 5 m/s para tuberías de concreto, GRP y acero, y de 10 m/s para tuberías plásticas de polietileno y pvc”.

En el presente trabajo para realizar el diseño definitivo, en base a la literatura técnica redactada se determina verificar que las velocidades máximas no superen los 4.5 m/s.

3.3 Esfuerzo cortante.

El área mojada que flujo recorre a lo largo de una tubería produce una fuerza tangencial en sentido contrario al material transportado, a esta fuerza se la denomina esfuerzo cortante, (OPS CEPIS, 2005). Este parámetro controla la sedimentación, erosión en tuberías además sirve para el criterio de auto limpieza en las redes. Los valores mínimos de esfuerzo cortante que recomiendan los diferentes autores se muestran a continuación:

- (OPS CEPIS, 2005), determina que el valor de esfuerzo cortante en colectores de arranque que por lo general presentan bajos caudales el valor mínimo que debe presentarse es de 0.6 Pa. Además, recomienda que los demás tramos se trabajen con un esfuerzo cortante mínimo de 1 Pa.
- (López Cualla, 2003). En el libro “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados” determina que el valor mínimo para esfuerzo cortante es de 1.2 Pa.

- (Tercero Talavera, 2010), referencia que Mara Duncan en su libro ‘‘Water Supply and Sanitation y su discurso UN-Habitat en diciembre del 2006, establece que el valor mínimo de tensión tractiva debe ser de 1 o 1.5 Pa.

En el presente trabajo para realizar el diseño definitivo, se plantea controlar que el valor del esfuerzo cortante este por encima de 1 Pa.

3.4 Tirante de agua.

Según el CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PARTE IX OBRAS SANITARIAS CO 10.07 - 601 NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTE define que las tuberías de una red no deben trabajar llenas asegurando un borde libre que permita la adecuada ventilación de gases tóxicos nocivos y perjudiciales para la salud. A continuación, se tiene la sugerencia bibliográfica en referencia a este criterio:

- (OPS-OMS-BVSDE, 2015), determina que el tirante máximo H/D máximo recomendado debe ser inferior al 90 %, en el caso de tener una relación en valores de 75 al 90 % se debe adoptar un diámetro mayor al que resultase del cálculo obtenido de la fórmula de Manning.
- (OPS CEPIS, 2005), en cuanto al criterio de tirante de agua determina que la relación H/D debe estar en el rango de 20% como mínimo y un máximo de 80 %.

Para el presente diseño se controla que el tirante de agua tenga una relación máxima del 80%.

3.5 Criterios generales de diseño

Según la recomendación de la normativa existente indica la red de alcantarillado sanitario se diseñará de manera que todas las tuberías pasen por debajo de las de agua potable debiendo dejarse una altura libre proyectada de 0,3 m cuando ellas sean paralelas y de 0,2 m cuando se crucen. El diseño contempla recubrimientos mayores a 1.25 m, se ha realizado el trazado en evitar la menor afectación posible con el agua potable, en los lugares que se pudo identificar se cumpliendo la recomendación de la normativa

Según la recomendación de la normativa existente indica las tuberías se diseñarán a profundidades que sean suficientes para recoger las aguas servidas o aguas lluvias de las casas más bajas a uno u otro lado de la calzada. Cuando la tubería deba soportar tránsito vehicular, para su seguridad se considerará un relleno mínimo de 1,2 m de alto sobre la clave del tubo, el alcantarillado terciario existente estuvo diseñado para el abastecimiento al 100 % de la población en el presente estudio se ha propuesto mantener en lo general el mismo trazado, como se expuso en el párrafo anterior el recubrimiento mínimo es de 1.25 m.

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Según la recomendación de la normativa existente indica el diámetro mínimo que deberá usarse en sistemas de alcantarillado será 0,2 m para alcantarillado sanitario, el diámetro mínimo de colectores es de 0.25 m.

Como lo recomienda la normativa vigente la conexión de las descargas domiciliarias en los colectores se hará: mediante una pieza especial que garantice la estanqueidad de la conexión, así como el flujo expedito dentro de la alcantarilla; o a través de ramales laterales. Estos ramales se instalarán en las aceras y recibirán todas las descargas domiciliarias que encuentren a su paso, los ramales laterales descargarán en un pozo de revisión del colector. La conexión de las descargas domiciliarias con los ramales laterales se la hará a través de las cajas domiciliarias o de piezas especiales que permitan las acciones de mantenimiento. El diámetro mínimo de los ramales laterales (red terciaria) será de 150 mm. En el presente diseño se considera un diámetro mínimo de 160 mm interno para redes terciarias con una pendiente mínima del 0.5 % y para tirantes de 200 mm interno con una pendiente mínima del 1.

Como lo recomienda la normativa vigente el diseño hidráulico de las tuberías de alcantarillado puede realizarse utilizando la fórmula de Manning, el método utilizado en el programa corresponde a esta recomendación

Como lo sugiere la normativa vigente para la selección del material de las tuberías se considerarán las características físico-químicas de las aguas y su septicidad; la agresividad y otras características del terreno; las cargas externas; la abrasión y otros factores que puedan afectar la integridad del conducto.

Como lo sugiere la normativa vigente En sistemas de alcantarillado, los pozos de revisión se colocarán en todos los cambios de pendientes, cambios de dirección, exceptuando el caso de alcantarillas curvas, y en las confluencias de los colectores. La máxima distancia entre pozos de revisión será de 100 m para diámetros menores de 350 mm; 150 m para diámetros comprendidos entre 400 mm y 800 mm; y, 200 m para diámetros mayores que 800 mm. Para todos los diámetros de colectores, los pozos podrán colocarse a distancias mayores, dependiendo de las características topográficas y urbanísticas del proyecto, considerando siempre que la longitud máxima de separación entre los pozos no deberá exceder a la permitida por los equipos de limpieza. En el diseño todos los tramos cumplen con esta disposición.

3.6 Perfiles hidráulicos

Como lo determina la normativa vigente en el diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado sanitario se deberá cumplir las siguientes condiciones:

- Que la solera de la tubería nunca forme gradas ascendentes, pues éstas son obstrucciones que fomentan la acumulación de sólidos.
- Que la gradiente de energía sea continua y descendente. Las pérdidas de carga deberán considerarse en la gradiente de energía.
- Que la tubería nunca funcione llena y que la superficie del líquido, según los cálculos hidráulicos de: posibles saltos, de curvas de remanso, y otros fenómenos, siempre esté por debajo de la corona del tubo, permitiendo la presencia de un espacio para la ventilación del líquido y así impedir la acumulación de gases tóxicos.

4 DISEÑO DEL SISTEMA DE PRETRATAMIENTO.

4.1 Estructura de llegada

Se determina la construcción de una cámara de llegada que reciba las aguas servidas recolectadas por el sistema terciario y dirigida hacia los colectores a implementar.

4.2 Canaletas Parshall de Flujo Libre

Caudal máximo y caudal mínimo

Hemos considerado el caudal máximo como el caudal máximo horario igual a $0.13 \text{ m}^3/\text{s}$ (comprende el caudal medio mayorado por el coeficiente de mayoración, más el caudal de infiltración y conexiones erradas) y como caudal mínimo se utiliza el mínimo caudal de la siguiente tabla donde se muestran los rangos de caudales para canaletas (Marais y Van Haandel, 1996).

Tabla 5.4 Muestra rangos de caudales para Canaletas Parshall con flujo libre

Ancho de Garganta, W m	Q _{min}		Q _{max}	
	m ³ /s	m ³ /día	m ³ /s	m ³ /día
0.076	0.0008	69	0.0538	4,648
0.152	0.0015	130	0.1104	9,539
0.229	0.0025	216	0.2519	21,764
0.305	0.0031	268	0.4556	39,364

En la figura 5.3 se muestra la relación entre Q y H para varios anchos de garganta de canales Parshall donde se puede determinar:

W = Ancho de la garganta = 0.152 m (adoptado)

Q max = Caudal máximo de diseño = $0.13 \text{ m}^3/\text{s}$

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Donde se puede determinar la carga $H_{\max} = 0.50 \text{ m}$; que es la carga en el canal del desarenador aguas arriba de una canaleta Parshall con flujo libre.

Figura 5.3 Muestra caudal versus carga, en el canal del desarenador aguas arriba de una canaleta Parshall, con determinado ancho de garganta.

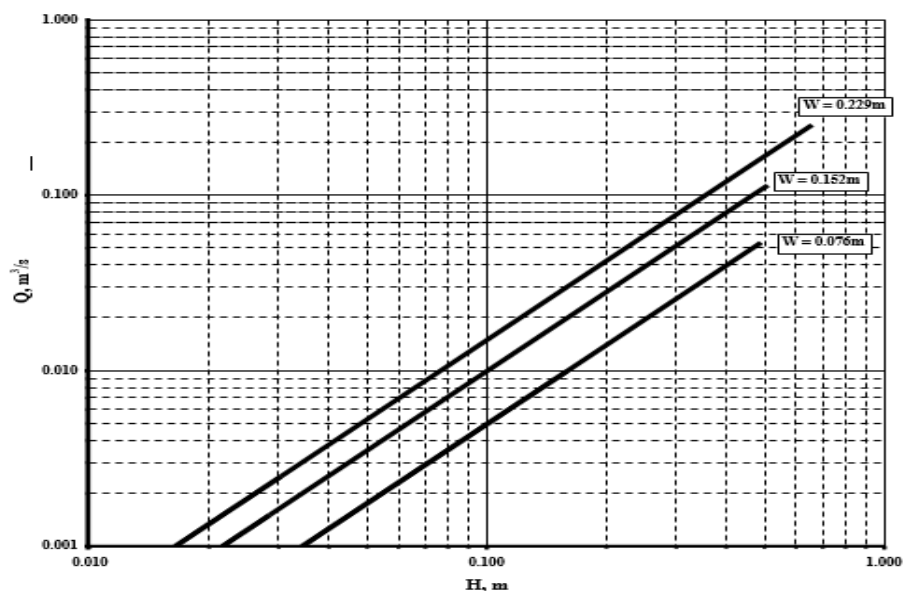
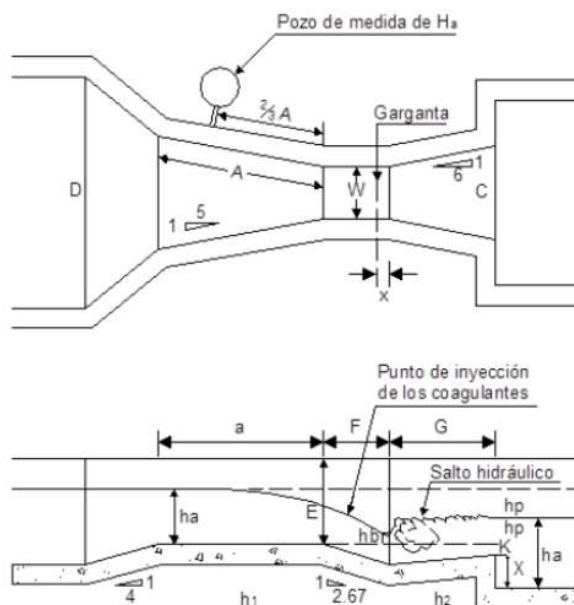


Figura 5.4. Muestra Dimensionamiento de medidores Parshall



**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Tabla 5.5 Dimensiones típicas de Medidores Parshall

W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 _{1/2} '	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9

Fuente: Libro de Acevedo

Para el presente proyecto se tomaron las medidas propuestas en el libro de Acevedo típicas de medidores Parshall, vistas en la tabla 5.5 El rango de caudales asume que la canaleta debe tener dimensiones que correspondan al ancho de garganta igual a 15.2 cm.

4.3 Desarenador rectangular

Resalto (Z)

El resalto, Z, es la diferencia entre la canaleta Parshall y el canal del desarenador, se determina mediante la ecuación (Babbitt y Baumann, 1958; Gloya v Van Haandel, 1996).

$$Z = \left(\frac{R^{\frac{1}{3}} - 1}{R} \right) * 1.1 * \left(\frac{Q \max}{2.27 * W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

R = Relación entre Q max / Q min

$$R = \frac{Q \max}{Q \min}$$

$$R = \frac{0.13 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0015 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$R = 87$$

Remplazando para encontrar el resalto

$$Z = \left(\frac{87^{\frac{1}{3}} - 1}{87} \right) * 1.1 * \left(\frac{0.13}{2.27 * 0.152 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

$$Z = 0.0226 \text{ m}$$

Profundidad máxima del canal desarenador (P max)

Se determina mediante:

$$P \text{ max} = H \text{ max} - Z$$

$$P \text{ max} = 0.50 \text{ m} - 0.022 \text{ m}$$

$$P \text{ max} = 0.48 \text{ m}$$

Ancho del canal del desarenador (Ad):

Se la determina a través de la siguiente formula:

$$Ad = \frac{Q \text{ max}}{P \text{ max} * V \text{ max}}$$

Donde:

V max = Velocidad horizontal máxima a través del desarenador = 0.3 m/s

$$Ad = \frac{0.13 \frac{m^3}{s}}{0.48 \frac{m}{s} * 0.3 \text{ m}}$$

$$Ad = 0.902 \text{ m} = 0.95 \text{ m}$$

Longitud del desarenador (L)

La ecuación para determinar la longitud del desarenador es basada en el criterio que la velocidad horizontal crítica para partículas de 0.2 mm de diámetro con gravedad específica de 2.65 para evitar arrastre por el fondo del desarenador es 0.23 m/s (ASCE/WPCF, 1977; Marais y Van Haandel, 1996).

$$45 V \text{ max} \leq L \leq 60 V \text{ min}$$

Donde:

V max = Se recomienda seleccionar 0.3 m/s para V max

V min = 0.24 m/s para evitar arrastre en el fondo.

$$45 (0.3 \text{ m/s}) \leq L \leq 60 (0.24 \text{ m/s})$$

$$13.5 \text{ m} \leq L \leq 14.4 \text{ m}$$

$$L = 14 \text{ m}$$

Volumen de solidos arenosos acumulados (Vsa)

Se asume que el tiempo de limpieza (Top) es de 15 días y la carga de solidos arenosos (Csa) es de $0.085 \text{ m}^3 / 1000 \text{ m}^3$

El volumen de los sólidos arenosos se determina mediante la expresión:

$$Vsa = \frac{Top * Q \text{ med} * Csa}{1000}$$
$$Vsa = \frac{15 \text{ dias} * 0.056 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 * 0.085}{1000}$$
$$Vsa = 6.17 \text{ m}^3$$

Profundidad de solidos arenosos acumulados (Psa)

$$Psa = \frac{Top * Q \text{ med} * Csa}{1000 * Ad * L}$$
$$Psa = \frac{15 \text{ dias} * 0.056 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 * 0.085}{1000 * 0.95 \text{ m} * 14 \text{ m}}$$
$$Psa = 0.46 \text{ m}$$

Dimensionamiento del desarenador

El desarenador tiene dos cámaras con igual ancho correspondientes ambos a las siguientes dimensiones:

- Ancho del canal desarenador (Ad) = 950 mm
- Longitud del desarenador (L) = 14000 mm
- Profundidad del desarenador = 800 mm

4.4 Canal aguas abajo de la canaleta parshall

Se diseña la cota del canal aguas abajo de la canaleta Parshall para que la carga en el canal sea ≤ 0.60 de la carga en el desarenador (H max), todas medidas con referencia a la base de canaleta Parshall, para asegurar flujo libre en la canaleta Parshall.

Carga en el canal (Hc)

$$Hc = 0.6 * H \text{ max}$$

$$Hc = 0.6 * 0.50 \text{ m}$$

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

$$H_c = 0.1 \text{ m}$$

Dimensionamiento del canal aguas abajo de la canaleta:

- Ancho del canal (A_c) = 600 mm
- Longitud del canal (L) = 1500 mm
- Profundidad del canal (H_c) = 800 mm

4.5 Rejilla

Muestra las normas de diseño para rejillas manuales adaptado de Reynolds y Richards, 1996; Rolim, 2000.

Parámetro	Norma Recomendada
Forma de barra	Rectangular No debe utilizar barras de refuerza
Ancho de barra	5—15 mm
Espesor de barra	25—40 mm
Espaciamiento (abertura) entre barras	25—50 mm 50 mm recomendado para que las heces humanas pasen por las barras
Inclinación con la vertical	45—60°
Plataforma de drenaje	Suficiente para el almacenamiento temporal del material retenido en condiciones sanitarias
Canaleta de desvío (By-pass)	Suficiente para desviar el caudal máximo durante una emergencia
Material de construcción de barras y plataforma de drenaje	Acero inoxidable o galvanizado; aluminio
Velocidad de aproximación	0.45 m/s
Tiempo de retención en canal de aproximación	$\geq 3 \text{ s}$
Largo de canal de aproximación	$\geq 1.35 \text{ m}$
Velocidad a través de las barras	$\leq 0.6 \text{ m/s}$ para caudal promedio $\leq 0.9 \text{ m/s}$ para caudal máximo
Pérdida de carga máxima	0.15 m
Cantidades de material retenido	0.008—0.038 m ³ /1,000 m ³
Disposición final de residuos	Solución técnica utilizando métodos sanitarios

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Dimensionamiento de rejillas:

- Ancho de cada barra (Ab) = 10 mm
- Espesor de la barra (Es) = 30 mm
- Separación de barras (Eb) = 50 mm
- Longitud de cada barrote (Lb) = 1100 mm

Perdidas a través de las rejillas (hf)

Las pérdidas de carga se calculan por medio de la siguiente ecuación:

$$hf = \frac{1}{0.7} * \frac{V_{max}^2 - V_a^2}{2g}$$

Donde:

Vr = Velocidad max a través de la rejilla =

$$hf = \frac{1}{0.7} * \frac{(0.6 \text{ m/s})^2 - (0.5 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81}$$

$$hf = 0.008 \text{ m}$$

4.6 Canal de aproximación antes de la rejilla

Ancho del canal

$$Ac = \left(\frac{Q_{max}}{0.6 * P_{max}} \right) * \left(\frac{ab + eb}{eb} \right)$$

$$Ac = \left(\frac{0.013 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.6 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.48 \text{ m}} \right) * \left(\frac{10 \text{ mm} + 50 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} \right)$$

$$Ac = 0.54 \text{ m}$$

Velocidad del canal de aproximación (Va)

Se asume que la velocidad máxima (V max) es igual a 0.6 m/s

$$Ac = \frac{V_{max}}{\left(\frac{ab + eb}{eb} \right)}$$

$$Ac = \frac{0.54 \text{ m/s}}{\left(\frac{10 \text{ mm} + 50 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} \right)}$$

$$Ac = 0.45 \text{ m/s}$$

Los canales de aproximación deben tener una velocidad de 0.45 m/s para que los sólidos arenosos no sedimenten y la velocidad a través de las barras no excedan los 0.6 m/s. También, los canales deben tener un tiempo de retención hidráulica mínimo de 3 s y un largo mínimo de 1.35 m, para asegurar una velocidad uniforme a través de las barras.

Dimensionamiento del canal antes de las rejillas:

- Ancho del canal (Ac) = 600 mm
- Profundidad del canal (Es) = 800 mm
- Longitud del canal (Lc) = 1400 mm

5 DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.

FUNDAMENTOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

Clasificación en función del lugar.

Primarias. - Se nombran así porque reciben el agua residual cruda y pueden ser lagunas facultativas o anaerobias.

Secundarias. - Cuando se recibe agua residual de un estanque primario o cualquier otro proceso de tratamiento.

Pulimiento o maduración. - Estas lagunas se utilizan cuando se pretende disminuir la concentración de coliformes fecales y son la última etapa del tratamiento con sistemas lagunares.

Alta tasa. - Son de poca profundidad y se utilizan principalmente para la producción de algas.

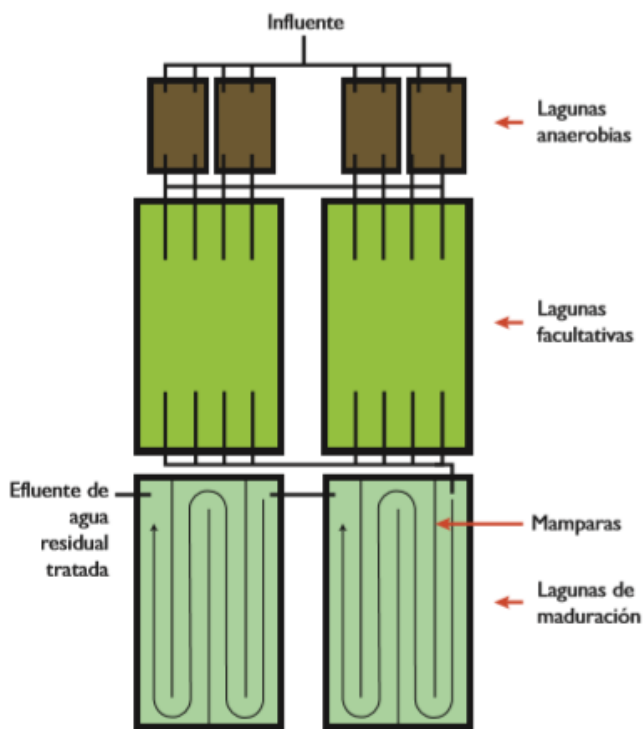
Clasificación de acuerdo con la secuencia de las unidades de tratamiento.

Lagunas en serie. - En esta categoría se incluyen sistemas de tratamiento seguidos; es decir: anaerobia, facultativa y maduración, aunque también puede considerarse una laguna facultativa seguida de otra facultativa y luego una de maduración. Cuando se diseñe solo una laguna, debe considerarse la facultativa.

Lagunas en paralelo. - Con el propósito de llevar a cabo un adecuado mantenimiento del sistema lagunar, se recomienda incluir en la construcción series de lagunas en paralelo. Según Metcalf y

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Eddy (1991), cuando se requiera una eficiencia mayor en la eliminación de contaminantes, en el diseño debe considerarse un arreglo de tres lagunas: anaerobia, facultativa y maduración, como se ilustra en la siguiente imagen.



Fuente: Oakley (2005)

Funcionamiento

Las lagunas de estabilización constituyen el método más sencillo de tratamiento de aguas residuales. Estas remueven, principalmente, la materia orgánica y los coliformes fecales (Rolim, 2000)

Lagunas Anaerobias. -

Este tipo de estanques requieren pequeñas áreas, no se generan algas y tampoco existe un proceso fotosintético; es decir, no existe oxígeno disuelto. Las bacterias, huevos de helminto y protozoarios son depositados en el fondo. Luego, son removidos por el proceso anaeróbico que se realiza. La eficiencia en la eliminación de los organismos indicados depende principalmente del tiempo de retención hidráulico (de uno a cinco días). El propósito de las lagunas anaerobias es el desbaste de la materia orgánica, por lo que pueden recibir altas concentraciones de cargas orgánicas: la remoción de la DBO₅ se lleva a cabo debido a la sedimentación de sólidos y el proceso anaerobio (Rolim, 2000). Los estanques anaerobios generan malos olores debido a la producción de sulfuro de hidrógeno (Mara et ál., 1992; Rolim, 2000). Según Kalbermatten et ál. (1982), la cinética de remoción de la DBO en una laguna anaerobia es similar al efectuado en un digestor

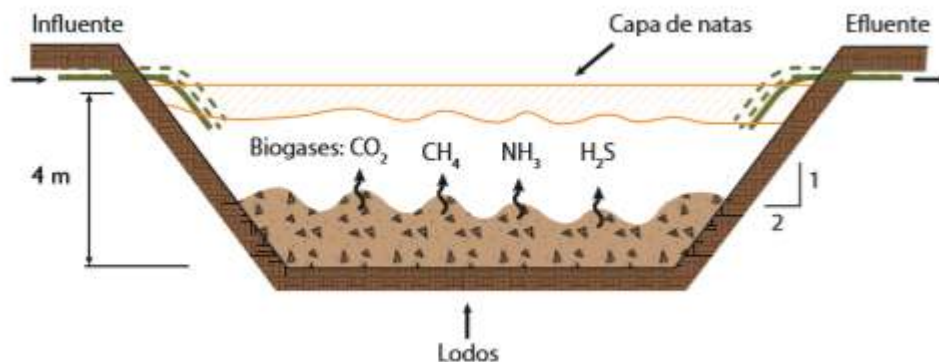
**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

convencional anaerobio. El tratamiento del agua residual en lagunas anaerobias necesita de dos condiciones importantes: a) como ya se indicó, no debe contener oxígeno disuelto en el fondo de la laguna, y b) la temperatura debe ser mayor a 15 °C. Una vez establecidas las condiciones anteriores, la materia orgánica pasa por las siguientes etapas:

Licuefacción. La materia orgánica presente es modificada por hidrólisis: las bacterias facultativas convierten los carbohidratos y gases en ácidos grasos. En esta etapa todavía no se presenta la remoción de la materia orgánica.

Gasificación. En esta etapa se lleva a cabo la remoción de la materia orgánica: las bacterias anaerobias generan gas metano (CH_4). Luego, el carbono orgánico (C) es convertido a bióxido de carbono (CO_2); de esta manera se presenta la reducción de la materia orgánica.

Las profundidades sugeridas son de 3.0 a 5.0 metros, y la recomendación de tiempo para realizar el desazolve, considerando una operación continua, es de dos a cuatro años (Rolim, 2000). En la siguiente figura se muestra el proceso de una laguna anaerobia.

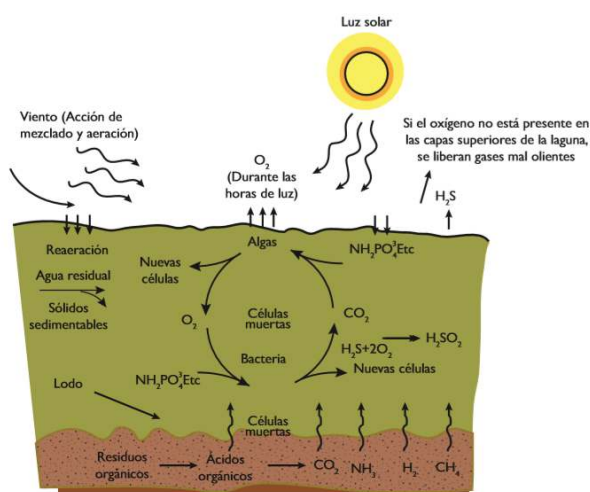


Fuente: Oakley (2005)

Lagunas Facultativas. –

El tratamiento del agua residual en lagunas facultativas considera tres zonas: a) se establecen condiciones aerobias en la parte superior; es decir, existe oxígeno disuelto, b) una parte facultativa intermedia en donde las bacterias aerobias, anaerobias y facultativas (las bacterias facultativas pueden vivir tanto en condiciones anaerobias como aerobias) llevan a cabo la descomposición de la materia orgánica (DBO), y c) una zona anaerobia en la parte inferior de la laguna, donde los sólidos que sedimentan se descomponen de manera fermentativa. Ver siguiente figura.

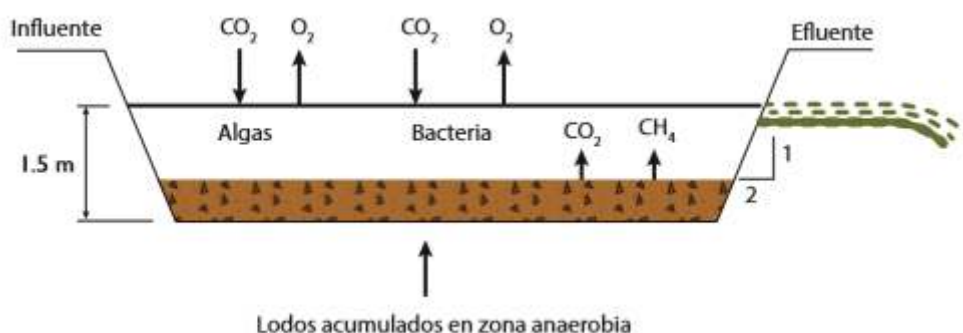
**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**



Los factores ambientales que favorecen el adecuado proceso son: radiación solar, sedimentación, elevado potencial de hidrógeno (pH), altas concentraciones de oxígeno disuelto y tiempo de retención hidráulico, entre otros. El pH determina el grado de acidez o alcalinidad de una solución. Este puede encontrarse entre un rango de 0 a 14. Si el valor es 0, se dice que muy ácido; mientras que el 14 indica una alta alcalinidad. Una condición neutra se considera 7 (EPA, 1999).

La profundidad sugerida es de 1.5 a 2.5 metros. Si el proyecto solo considera lagunas facultativas y de maduración; es decir, lagunas facultativas como primarias, la profundidad mínima recomendada es de 1.5 metros.

Las algas, en este tipo de estanques, se generan por el contenido de nitrógeno, fósforo y carbono en el agua residual; luego, las algas producen oxígeno debido a la fotosíntesis. Enseguida, el oxígeno generado es usado por las bacterias aerobias; de esta forma se elimina la DBO. Después, las bacterias producen gas carbónico que, a su vez, es utilizado por las algas. Por dichas razones es que existe una relación simbiótica entre algas y bacterias (Gloyna, 1971; Feachem, et ál., 1977; Rolim, 2000; Oakley, 2005). Ver siguiente figura.



Fuente: Oakley (2005)

Lagunas de Maduración o Pulimiento. –

Las condiciones del tratamiento son totalmente aerobias en toda la laguna. El propósito es reducir los coliformes fecales hasta cumplir con la norma de descarga del agua residual tratada a los cuerpos receptores. Los factores que intervienen para el tratamiento son: potencial de hidrogeno alto, rayos ultravioletas del sol, existencia de depredadores, existencia de oxígeno disuelto y carencia de nutrientes. Las lagunas de maduración o pulimiento pueden recibir aguas residuales previamente tratadas por otros sistemas de tratamiento secundario: lodos activados o biofiltros (Gloyna, 1971; Feachem et ál., 1977; Metcalf y Eddy, 1991; Conagua/IMTA, 2007b). Según Banda (2007) y Oakley (2005), el número de lagunas y sus dimensiones se determinan por el tiempo de retención necesario para la eliminación de coliformes fecales. Dos sugerencias importantes en el diseño de estas lagunas son: considerar la eliminación del organismo indicador hasta un 99.999% y definir la profundidad entre 0.6 a 1.5 metros (Rolim, 2000; Oakley, 2005).

Como se indicó, el propósito de las lagunas de maduración es la eliminación de coliformes fecales; no obstante, lo anterior, también remueven una cantidad pequeña de materia orgánica (Oakley, 2005).

HIDRÁULICA DE SISTEMAS LAGUNARES

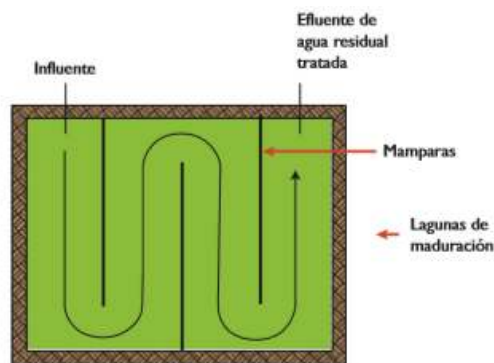
La existencia de cortocircuitos hidráulicos en una laguna de estabilización genera serios problemas en el proceso de tratamiento: zonas muertas en algunas áreas de la laguna. Lo anterior significa que el agua residual permanece estancada y las consecuencias son: a) disminuye el volumen de trabajo de la laguna, así como el área superficial, b) se generan malos olores y la eficiencia del tratamiento se reduce en forma importante; por lo tanto, es recomendable favorecer la mezcla de las aguas residuales.

MEZCLA. -

Con el propósito de realizar el tratamiento adecuado del agua residual, se recomienda verificar que la distribución del agua residual sea uniforme; esto es, que se utilice todo el volumen de la laguna. Esta acción permitirá obtener lo siguiente: se establece el tiempo de retención proyectado, y como ya se indicó, se evita la formación de zonas muertas.

Las lagunas que requieren una mayor área son las facultativas. En ellas es posible instalar canales de flujo independiente, o bien, mamparas con flujo horizontal, tal como se muestra en la siguiente Figura.

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**



Fuente: Arceivala (1981)

Los investigadores Kilani y Ogunrombi (1984); Muttamara y Puetpaiboon (1996; 1997); Sperling et ál. (2003); Shilton y Harrison (2003); Shilton y Mara (2005); Abbas et ál. (2006), Cortés et ál. (2011; 2012; 2013) recomiendan la utilización de mamparas o deflectores, ya que según los resultados se obtienen las siguientes ventajas: a) aumenta la eficiencia en la remoción de contaminantes, b) se mejora la hidráulica dentro del estanque porque se establece el flujo pistón, y c) se eliminan las zonas muertas. Según Polprasert y Agarwalla (1994), la eficiencia del tratamiento aumenta ya que se generan las condiciones para la eliminación de los contaminantes presentes en el agua residual.

Patrones de caudal y mezcla en lagunas de estabilización.

Los sistemas del tipo lagunas de estabilización se consideran como reactores, ya que en estos se llevan a cabo procesos físicos, químicos y biológicos. Algunos factores importantes que influyen en la eficiencia del tratamiento del agua residual son: a) la profundidad, b) la forma y tamaño de los estanques, c) el tiempo de retención hidráulico y d) el patrón de flujo hidráulico que se establezca en las lagunas (Muttamara y Puetpaiboon, 1997; Lloyd et ál., 2003).

Según Guevara (1996) y Rolim (2000), los patrones de flujo hidráulico, así como la mezcla dentro de las lagunas, se dividen en dos tipos: reactores continuos y discontinuos. Los últimos son utilizados para estudios en laboratorio; sin caudal continuo; mientras que los continuos se clasifican en:

Flujo pistón. –

Según Guevara (1996), no se observa mezcla en la dirección del flujo, pero en el sentido perpendicular sí, y todos los contaminantes presentes en el agua residual son expuestos en el mismo tiempo de retención. El flujo pistón se establece en la laguna cuando la dispersión de contaminantes es pequeña y la relación largo-ancho es mayor a 3.

Mezcla completa. –

ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA

De acuerdo con Guevara (1996), este tipo de lagunas presenta zonas muertas y se establece cuando la dispersión de contaminantes es mayor o igual a 10. La relación largo-ancho es menor que 1. Una característica importante es que el caudal es homogéneo en toda el área de la laguna.

Flujo disperso. –

El flujo disperso se define como aquel en que cada elemento del caudal tiene un tiempo de detención para cada periodo. También llamado de flujo arbitrario y está comprendido entre dos límites, el flujo pistón ideal y la mezcla completa (Rolim, 2000). La relación largo-ancho es de 1 a 3.

FORMA DE LA LAGUNA

La forma rectangular de una laguna favorece la distribución uniforme de la carga orgánica; se tienen mejores resultados que en las lagunas circulares o irregulares. Las lagunas facultativas y anaerobias (primarias) deben ser, en la medida de lo posible, rectangulares con relación largo-ancho, de 2 o 3 a 1. La relación largo-ancho de las lagunas secundarias o de maduración es entre 3 y 8. Esta última relación (forma alargada) busca que las condiciones hidráulicas se realicen en forma de flujo pistón y se reduzca la posibilidad de que se presenten los problemas hidráulicos.

Como ya se dijo, la inclusión de mamparas o canales de flujo aumentan la eficiencia de tratamiento y ayudan a resolver el problema de los cortocircuitos. Las entradas y salidas múltiples a la laguna facultativa es otra condición que también ayuda a disminuir los efectos hidráulicos negativos.

Entradas y salidas de flujo en lagunas de estabilización

La entrada para las lagunas anaerobias, facultativas y maduración deben localizarse por debajo del nivel del espejo de agua, aproximadamente a media profundidad. Esta acción favorecerá la operación adecuada de las lagunas, puesto que se reduce la generación de cortocircuitos hidráulicos. Existen varios tipos de estructuras de salida, pero se recomienda se utilicen, de preferencia, las estructuras con dispositivos para manejar el nivel del agua; es decir, que pueda variarse el nivel. Lo anterior con fines de operación y mantenimiento de bordes del sistema lagunar (Lothar, 1980; Rojas y León, 1990; Oakley, 2005).

Es recomendable que la laguna de maduración o pulimiento, incluya solo una entrada y una sola salida, considerando mamparas.

BASES TEÓRICAS PARA DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Norma de Calidad Ambiental y de descarga de efluentes al recurso agua Edición Especial No. 387 – Registro Oficial – miércoles 4 Noviembre 2015, en el Anexo 1 del libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, en la Tabla 9. Límite de descarga a un cuerpo de agua dulce.

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

TABLA 9. LÍMITES DE DESCARGA A UN CUERPO DE AGUA DULCE

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas.	Sust. solubles en hexano	mg/l	30,0
Alkil mercurio		mg/l	No detectable
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
Cinc	Zn	mg/l	5,0
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5
Cloroformo	Ext. 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	NMP/100 ml	2000
Color real ¹	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)	DBO ₅	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/l	200
Estaño	Sn	mg/l	5,0
Fluoruros	F	mg/l	5,0
Fósforo Total	P	mg/l	10,0
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
Nitrógeno amoniacal	N	mg/l	30,0
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	50,0
Compuestos Organoclorados	Organoclorados totales	mg/l	0,05
Compuestos Organofosforados	Organofosforados totales	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrógeno	pH		6-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos Suspendidos Totales	SST	mg/l	130
Sólidos totales	ST	mg/l	1 600
Sulfatos	SO ₄ ⁻²	mg/l	1000
Sulfuros	S ⁻²	mg/l	0,5
Temperatura	°C		Condición natural ± 3
Tensoactivos	Sustancias Activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0

¹ La apreciación del color se estima sobre 10 cm de muestra diluida

Características de las Aguas Residuales

Se refiere a la composición de las aguas residuales por tratar, o sea, a los constituyentes físicos, químicos y biológicos que están presentes en el agua residual.

Calidad del Agua a tratar. –

Las lagunas de estabilización en el medio urbano se diseñan para tratar aguas residuales domésticas, por lo que es necesario contar con un padrón de descargas de aguas residuales de procesos industriales y comerciales vertidas al sistema de drenaje y alcantarillado municipal. Lo anterior, con el propósito de evitar interferencias en el sistema biológico de tratamiento (Cortés et ál., 2010). En la comunidad rural, posiblemente no sea necesario tomar en cuenta la recomendación del control de descargas de aguas residuales industriales, pero en comunidades más grandes es prudente realizar una verificación de descargas. Si existen industrias o comercios, entonces se deberán implementar sistemas de pretratamiento en las empresas.

Como se mencionó, los parámetros principales que se utilizan para calcular el dimensionamiento de un sistema de tratamiento de aguas residuales de sistemas lagunares son: demanda bioquímica de oxígeno (DBO5) y coliformes fecales.

Demanda Bioquímica de Oxígeno. - Para determinar la concentración de la DBO5 en mg/L, lo prudente es llevar a cabo un muestreo de las aguas residuales, de acuerdo con la normatividad: muestras compuestas durante siete días para luego enviarlas al laboratorio.

Coliformes fecales. - El muestreo y análisis del agua residual para determinar los coliformes fecales con unidades de número más probable (NMP), debe realizarse de acuerdo con la normatividad vigente.

La Temperatura. - De acuerdo con Rolim (2000), la temperatura es un parámetro importante en el proceso de tratamiento del agua residual. Favorece el proceso de fotosíntesis y el metabolismo de las bacterias que limpian el agua. Temperaturas entre 20 y 25 °C generan condiciones óptimas para la producción de oxígeno en las lagunas facultativas. El rango de temperaturas mínimas y máximas donde disminuye la eficiencia en la remoción de contaminantes es entre 4 y 35 °C., mientras que la fermentación anaerobia se lleva a cabo después de los 22 °C y disminuye debajo de los 15.

Para el diseño de un sistema lagunar debe considerarse la temperatura media del aire del mes más frío. Esta información deberá obtenerse en la estación meteorológica más cercana del lugar donde se tenga pensado ejecutar el proyecto de tratamiento. El periodo de observación deberá ser de, por lo menos, diez años (Collí et ál., 1992).

Evaporación e infiltración

La evaporación e infiltración determinan la reducción del caudal en el efluente de una laguna; al reducirse el gasto, la concentración de contaminantes y salinidad es mayor. Los efectos anteriores perjudican el tratamiento biológico de la planta. La evaporación e infiltración dependen también de las condiciones climáticas y geológicas del lugar donde se piense hacer el estudio. Por ejemplo: temperatura, humedad del aire, viento y suelo. La evaporación que debe tomarse para el diseño de un sistema de tratamiento es la tasa neta de evaporación anual y la del mes más cálido (Collí et ál.,1992).

Localización y disponibilidad del terreno para la construcción de la planta de tratamiento.

Para la selección del terreno donde será construida una planta de tratamiento, es prudente considerar lo siguiente:

Debe existir terreno suficiente y de bajo costo.

De preferencia el terreno debe estar localizado cerca de donde se tenga proyectado reutilizar el agua tratada (cuerpo receptor). Lothar (1980) recomienda que la elección del terreno para el sistema lagunar se localice en áreas donde no estén sujetas a corrientes pluviales. Por otro lado, es importante considerar el diseño de un sistema de desvío para las aguas pluviales antes de ingresar a la planta de tratamiento. Lo anterior, con el propósito de proteger el sistema biológico de tratamiento.

Es recomendable que el terreno sea ubicado con respecto a la topografía; lo anterior, con el fin de excluir el uso de bombeo. Esta acción permitirá evitar costos en la operación y mantenimiento por el consumo de energía eléctrica (Lothar, 1980; Oakley, 2005).

El terreno debe localizarse en las áreas más bajas, tomando como referencia el sistema de alcantarillado y drenaje de toda la ciudad o comunidad bajo estudio. Es decir, el gasto debe fluir por gravedad hasta el terreno donde se ubica la planta de tratamiento (Oakley, 2005).

Rolim (2000) recomienda que el terreno seleccionado para la planta de tratamiento cuente con una pendiente suave para minimizar el movimiento de tierra y bajar los costos de construcción.

Cuando las lagunas de estabilización se ubiquen cerca de los aeropuertos, se recomienda considerar una distancia de por lo menos dos kilómetros, con el propósito de evitar que aves atraídas por las lagunas puedan ocasionar accidentes (Oakley, 2005).

El terreno para las lagunas debe localizarse considerando los vientos dominantes; es decir, no deben dirigirse en dirección a las viviendas. Rolim (2000) recomienda que las lagunas anaerobias y facultativas (las que pueden generar olores desagradables si son mal operadas), deban ubicarse a un mínimo de 500 y 1 000 metros de las zonas habitacionales.

ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA

Otra condición es que el terreno debe estar alejado de un área de crecimiento de población futuro (Oakley, 2005).

Los dispositivos de entrada y salida del agua residual en las lagunas deben proyectarse de manera que la dirección de los vientos dominantes se realice del efluente al afluente. Lo anterior tiene como objetivo evitar la formación de cortocircuitos en las lagunas; estos interfieren con el adecuado tratamiento de las aguas residuales (Rolim, 2000).

Se debe asegurar el diseño adecuado del terraplén incluyendo la inclinación de los taludes. Se recomienda que la geometría del dique considere la relación 1 a 3 (1 en la parte vertical y 3 en la horizontal), aunque puede tomarse en cuenta también la 1 a 2, pero solo en caso de contar con suelos duros (Rojas y León, 1990).

Los terrenos rocosos no son viables debido a que encarecen de forma importante la construcción. En resumen, se recomienda hacer la caracterización y clasificación del suelo a fin de determinar la compresibilidad, permeabilidad y capacidad de carga. Es importante mencionar que el problema de filtración puede ser eliminado con el uso de revestimientos sintéticos, también llamadas “geomembranas”.

CONCEPTOS BÁSICOS DE DISEÑO

Para calcular las dimensiones de un sistema de tratamiento con base en lagunas de estabilización, es necesario entender claramente las siguientes definiciones. En estas se basan el diseño y los criterios de cálculo.

Carga orgánica superficial de diseño. -

Es la masa diaria de sustrato aplicado a la laguna por unidad de área superficial. Se expresa en $kgDBO_5/ha * día$

Carga volumétrica de diseño. -

Es la masa diaria de sustrato aplicado a la laguna por unidad de volumen y tiempo. Se expresa en $kgDBO$ o $DQO/m^3 * día$

Tiempo de retención hidráulico. -

Es el tiempo determinado teóricamente, en donde el agua permanece en el tratamiento biológico; sus unidades son en días.

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Temperatura, °C	Carga volumétrica (g DBO ₅ /m ³ -día)	Remoción del DBO %
< 10	100	40
10 - 20	20T - 100	2T + 20
> 20	300	60*

Fuente: CONAGUA/IMTA (1994)

A continuación, se presentan las ecuaciones para el diseño de las lagunas de estabilización con su respectivo desarrollo.

Diseño de Sistema Lagunar.

El presente diseño será realizado con la finalidad de cumplir con los parámetros de descarga a cuerpo de agua dulce.

Previo al diseño final, se consideraron varios arreglos y configuraciones para poder determinar la menor área posible de terreno necesario, siendo estas las siguientes:

- Anaerobia + facultativa + maduración 1 + maduración 2
- Anaerobia + facultativa con 2 mamparas + maduración
- Anaerobia + facultativa con 2 mamparas + maduración 1 + maduración 2
- Anaerobia + facultativa + maduración con 4 mamparas
- Facultativa con 3 mamparas
- Anaerobia + facultativa con 1 mamparas + maduración con 1 mamparas
- Facultativa con 2 mamparas + maduración con 1 mampara
- Anaerobia + facultativa + maduración 1 con 4 mamparas y maduración 2 con 4 mamparas
- Facultativa + maduración con 6 mamparas

De las mencionadas anteriormente, la configuración de lagunas: ANAEROBIA + FACULTATIVA CON 1 MAMPARAS + MADURACION CON 1 MAMPARAS, es la opción más relevante respecto al área a utilizar, y, además, cumple con los parámetros de la Tabla 9.

Los contaminantes con sus valores de concentración requeridos en el efluente de la planta de tratamiento son los siguientes: DBO₅ 100 mg/l., para descarga cuerpos de agua dulce, y coliformes fecales igual o menor a 2000 NMP/100 ml.

En el área de estudio, existen descargas industriales y comerciales, mismos que deberán tener su propio sistema de tratamiento de aguas residuales, para que de esta manera no causen interferencia

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

con el sistema biológico de la planta de tratamiento; es decir, no exista alta concentración de carga orgánica. Los metales pesados se consideran bajo norma.

Para el diseño del presente sistema de tratamiento, se establecieron los siguientes datos:

Datos:	Caudal inicial	Qi= 3.73 l/s
		Qi= 322.27 m3/día
	Demanda bioquímica de oxígeno	DBO _{5i} = 220.00 mg/l
	Temperatura del aire del mes más frío	T= 17.00 °C
	Evaporación	ev= 2.00 mm/día
	Coliformes fecales	Ni= 10000000 NMP/100 ml
Laguna anaerobia	Profundidad de la laguna	Z= 2.50 m
	Largo/ancho	X= 3
	Talud	2:1 V:H
Laguna facultativa	Profundidad de la laguna	Z= 2.00 m
	Largo/ancho	X= 3
	Talud	2:1 V:H
Laguna maduración	Profundidad de la laguna	Z= 1.50 m
	Largo/ancho	X= Igual que laguna facultativa
	Talud	2:1 V:H

Diseño de Laguna Anaerobia:

1.- Carga Orgánica (C.O.)

$$C.O. = \frac{Q_i * DBO_i}{1000} = \frac{322.27 * 220}{1000} = 70.90 \text{ kg/día}$$

Donde:

Qi: Caudal en el influente (m3/día)

DBO_i: Concentración de la Demanda Bioquímica de Oxígeno en la entrada de la Laguna (mg/l)

1000: Factor de Conversión

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

2.- Carga Volumétrica de Diseño (γ_v ·)

Para valores entre 10 y 20 °C, se utiliza la siguiente expresión:

$$\gamma_v = 20T - 100 = 20(17) - 100 = 240 \text{ gDBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{dia}$$

Donde:

T: Temperatura mínima mensual del mes más frío °C.

3.- Remoción de la DBO_5

$$\% \text{DBO}_{\text{removido}} = 2T + 20 = 2(17) + 20 = 54\%$$

La variable T, ya fue definida anteriormente.

4.- Volumen de Laguna (V_a)

$$V_a = \frac{L_i * Q_i}{\gamma_v} = \frac{220 * 322.27}{240} = 295.41 \text{ m}^3$$

L_i : Concentración de la materia orgánica en la entrada de la laguna en (mg/l)

Q_i y γ_v : Estas variables ya fueron definidas anteriormente.

5.- Área Promedio de la Laguna (A_p)

$$(A_p) = \frac{V_a}{Z} = \frac{295.41}{2.50} = 118.164 \text{ m}^2$$

Donde:

Z: Profundidad de laguna anaerobia (m)

V_a y A_p : Estas variables fueron definidas anteriormente.

6.- Tiempo medio de retención hidráulico (O_a)

$$O_a = \frac{V_a}{Q_i} = \frac{295.41}{322.27} = 0.92 \text{ días}$$

7.- Concentración de la DBO_5 en el efluente de la laguna (DBO_e)

$$DBO_e = (100 - \%DBO_{removido}) * DBO_i = \frac{100 - 54}{100} * 220 = 101.20 \text{ mg/l}$$

Las variables ya fueron definidas.

8.- Caudal en el efluente corregido por evaporación (Q_e)

Para calcular el caudal en la salida de la laguna anaerobia se debe contar, previamente, con el dato estadístico de la evaporación (ev), el mismo que para efectos del presente diseño será de 2 mm/día.

$$Q_e = Q_i - 0.001A_p ev = 322.27 - 0.001 * 118.16 * 2 = 322.03 \text{ m}^3/\text{día}$$

Las variables ya fueron definidas.

9.- Remoción de coliformes fecales (N_e).

Factor de decaimiento

$$Kt(d^{-1}) = 2.6 * 1.19^{T-20} = 2.6 * 1.19^{17-20} = 1.5429 (d^{-1})$$

Donde:

$Kt(d^{-1})$: Constante global de decaimiento

$$N_e = \frac{N_i}{1 + KtO_a} = \frac{10000000}{1 + (1.5429 * 0.92)} = 4133140.01 \text{ NMP/100ml}$$

Donde:

N_e : Coliformes fecales en la salida de la laguna en (NMP/100ml)

N_i : Coliformes fecales en la entrada de la laguna en (NMP/100ml)

Las demás variables, ya fueron definidas.

10.- Calculo de la materia orgánica incluyendo la evaporación (DBO_{corr})

$$DBO_{corr} = \frac{DBO_e * Q_i}{Q_e} = \frac{101.20 * 2418.34}{2416.86} = 101.26 \text{ mg/l}$$

Las variables ya están definidas.

11.- Coliformes fecales corregidos por evaporación (N_{ecorr})

$$N_{ecorr} = \frac{N_e * Q_i}{Q_e} = \frac{4133140.01 * 322.27}{322.03} = 4136220.00 \text{ NMP/100ml}$$

Las variables ya están definidas.

12.- Dimensionamiento de la Laguna Anaerobia.

Se considera una relación largo ancho de $x = 3$

$$B_{prom} = \sqrt{\frac{A_p}{x}} = \sqrt{\frac{118.16}{3}} = 6.28 \text{ m}$$

La longitud promedio se la calcula con la siguiente expresión:

$$L_{prom} = \frac{A_{prom}}{B_{prom}} = \frac{118.16}{6.28} = 18.82$$

Para determinar el ancho superior de la laguna anaerobia se tiene:

$$B_{sup} = B_{prom} + Z(talud) = 6.28 + 2.5(2) = 11.28 \text{ m}$$

Para determinar el largo superior de la laguna anaerobia se tiene:

$$L_{sup} = L_{prom} + Z(talud) = 18.82 + 2.5(2) = 23.82 \text{ m}$$

Calculo para la determinación del área superficial

$$A_{sup} = B_{sup} * L_{sup} = 11.28 * 23.82 = 268.69 \text{ m}^2$$

Donde:

B_{prom} : Ancho Promedio de la laguna (m)

L_{prom} : Longitud promedio de la laguna (m)

B_{sup} : Ancho superior de la laguna (m)

L_{sup} : Longitud superior de la laguna (m)

A_{sup} : Área superior de la laguna (m)

Z: Altura de laguna anaerobia

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Para determinar el ancho inferior de la laguna anaerobia se tiene:

$$B_{inf} = B_{prom} - Z(talud) = 6.28 - 2.5(2) = 1.28 \text{ m}$$

Para determinar el largo inferior de la laguna anaerobia se tiene:

$$L_{inf} = L_{prom} - Z(talud) = 18.82 - 2.5(2) = 13.82 \text{ m}$$

Donde:

B_{inf} : Ancho inferior de la laguna (m)

L_{inf} : Longitud inferior de la laguna (m)

Diseño de Laguna Facultativa con 1 Mamparas:

1.- Carga Orgánica (C.O.)

$$C.O. = \frac{Q_i * DBO_i}{1000} = \frac{322.03 * 101.28}{1000} = 32.62 \text{ kg/día}$$

Donde:

Q_i : Caudal en el influente (m³/día)

DBO_i : Concentración de la Demanda Bioquímica de Oxígeno en la entrada de la Laguna (mg/l)

1000: Factor de Conversión

2.- Carga Superficial de Diseño (γ_s):

$$\gamma_s = 250 * 1.085^{T-20} = 250 * 1.085^{17-20} = 195.73 \text{ kgDBO}_5/\text{ha} * \text{dia}$$

Donde:

T: Temperatura mínima mensual del mes más frío °C.

3.- Área Promedio de la Laguna (A_p)

$$(A_p) = \frac{10L_i Q_{med}}{\gamma_s} = \frac{10 * 101.28 * 322.03}{195.73} = 1666.34 \text{ m}^2$$

Donde:

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

L_i : DBO_5 corregida por evaporación de laguna facultativa (mg/l)

4.- Volumen de Laguna (V)

$$V = A_p * Z = 1666.34 * 2 = 3332.68 \text{ m}^3$$

5.- Tiempo medio de retención hidráulico (O_a)

$$O_f = \frac{V}{Q_i} = \frac{3332.68}{322.03} = 10.35 \text{ días}$$

6.- Dimensionamiento de la Laguna Facultativa.

Se considera una relación largo ancho de $x = 3$

$$B_{prom} = \sqrt{\frac{A_p}{x}} = \sqrt{\frac{1666.34}{3}} = 23.57 \text{ m}$$

La longitud promedio se la calcula con la siguiente expresión:

$$L_{prom} = \frac{A_{prom}}{B_{prom}} = \frac{1666.34}{23.57} = 70.70 \text{ m}$$

Para determinar el ancho superior de la laguna facultativa se tiene:

$$B_{sup} = B_{prom} + Z(talud) = 23.57 + 2(2) = 27.57 \text{ m}$$

Para determinar el largo superior de la laguna facultativa se tiene:

$$L_{sup} = L_{prom} + Z(talud) = 70.70 + 2(2) = 74.70 \text{ m}$$

Calculo para la determinación del área superficial

$$A_{sup} = B_{sup} * L_{sup} = 27.57 * 74.70 = 2059.48 \text{ m}^2$$

Donde:

B_{prom} : Ancho Promedio de la laguna (m)

L_{prom} : Longitud promedio de la laguna (m)

B_{sup} : Ancho superior de la laguna (m)

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

L_{sup} : Longitud superior de la laguna (m)

A_{sup} : Área superior de la laguna (m)

Z: Altura de laguna facultativa

Para determinar el ancho inferior de la laguna facultativa se tiene:

$$B_{inf} = B_{prom} - Z(talud) = 23.57 - 2(2) = 19.57 \text{ m}$$

Para determinar el largo inferior de la laguna facultativa se tiene:

$$L_{inf} = L_{prom} - Z(talud) = 70.70 - 2(2) = 66.70 \text{ m}$$

Donde:

B_{inf} : Ancho inferior de la laguna (m)

L_{inf} : Longitud inferior de la laguna (m)

7.- Caudal en el efluente corregido por evaporación (Q_e)

Para calcular el caudal en la salida de la laguna facultativa se debe contar, previamente, con el dato estadístico de la evaporación (ev), el mismo que para efectos del presente diseño será de 2 mm/día.

$$Q_e = Q_i - 0.001A_{sup}ev = 322.03 - 0.001 * 2059.48 * 2 = 317.91 \text{ m}^3/\text{día}$$

Las variables ya fueron definidas.

8.- Remoción de coliformes fecales (N_e).

Para obtener el valor de los coliformes fecales se deben calcular las variables que a continuación se detallan:

8.1.- Relación largo – ancho (x)

Este valor depende del número de mamparas a utilizar en el diseño y toma el 70% de la longitud promedio de la laguna facultativa.

$$x = \frac{L_{prom} * 0.7 * (No. de mamparas + 1)}{B_{prom} / (No. de mamparas + 1)} = \frac{70.70 * 0.7 * (1 + 1)}{23.57 / (1 + 1)} = 8.40 \text{ m}$$

8.2.- Coeficiente de Dispersión (d)

$$d = \frac{x}{-0.26118 + 0.25392x + 1.0136x^2} = \frac{8.40}{-0.26118 + 0.25392(8.40) + 1.0136(8.40)^2}$$

$$d = 0.115$$

8.3.- Coeficiente de reducción bacteriana (k_b)

Este valor depende de la Temperatura

$$k_b = 0.841(1.075)^{T-20} = 0.841(1.075)^{17-20} = 0.677(d^{-1})$$

8.4.- Constante (a)

$$a = \sqrt{1 + 4k_b O_f d} = \sqrt{1 + 4 * 0.677 * 10.35 * 0.115} = 2.0516$$

8.5.- Coliformes fecales en el efluente de la laguna Facultativa ($\frac{N_f}{N_o}$)

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4ae^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1+a)^2} = \frac{4 * 2.0516 * e^{\left(\frac{1-2.0516}{2*0.115}\right)}}{(1+2.0516)^2} = 0.00892805$$

Al multiplicar este valor con los coliformes fecales en el influente, se obtiene:

$$N_e = \frac{N_f}{N_o} * N_{e \text{ corr anaerobia}} = 0.00892805 * 4136220.00 = 36928.38 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

Las contantes ya fueron definidas.

9.- Coliformes fecales corregidos por evaporación (N_{ecorr})

$$N_{ecorr} = \frac{N_e * Q_i}{Q_e} = \frac{36928.38 * 322.03}{317.91} = 37406.96 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

Las variables ya están definidas.

10.- Concentración de la DBO_5 en el efluente de la laguna (DBO_e)

10.1.- Constante de decaimiento para lagunas facultativas

$$k_f = \frac{1.2}{(1.085)^{35-T}} = \frac{1.2}{(1.085)^{35-17}} = 0.2763 (d^{-1})$$

Las variables ya fueron definidas.

$$DBO_5 = \frac{DBO_i}{k_f O_f + 1} = \frac{101.26}{(0.2763 * 10.35) + 1} = 26.24 \text{ mg/l}$$

11.- Eficiencia de remoción de la DBO_5 (%)

$$\% = \frac{DBO_i - DBO_e}{DBO_i} * 100 = \frac{101.26 - 26.24}{101.26} * 100 = 74.09$$

12.- DBO_5 corregida por evaporación (DBO_{corr})

$$DBO_{corr} = \frac{DBO_e * Q_i}{Q_e} = \frac{26.24 * 322.03}{317.91} = 26.58 \text{ mg/l}$$

Las variables ya están definidas.

Diseño de Laguna de Maduración con 1 Mamparas:

Para el cálculo de la laguna de maduración, se propone un tiempo de retención y luego se verifica tanto en materia orgánica como los coliformes fecales. Para efectos del presente diseño se escoge un tiempo de retención $Om1 = 6$ días.

1.- Volumen de Laguna (V)

$$V = Q_i * Om1 = 317.91 * 6 = 1907.46 \text{ m}^3$$

Las variables ya fueron definidas.

2.- Área de la Laguna con $z=1$

$$A_m = \frac{V}{Z} = \frac{1907.46}{1.5} = 1271.64 \text{ m}^2$$

3.- Dimensionamiento de la Laguna de Maduración.

Se considera una relación largo ancho promedio igual que la laguna facultativa.

$$B_{prom} = 23.57 \text{ m}$$

La longitud promedio se la calcula con la siguiente expresión:

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

$$L_{prom} = \frac{A_{prom}}{B_{prom}} = \frac{1271.64}{23.57} = 53.95$$

Para determinar el ancho superior de la laguna de maduración se tiene:

$$B_{sup} = B_{prom} + Z(talud) = 23.57 + 1.5(2) = 26.57 \text{ m}$$

Para determinar el largo superior de la laguna de maduración se tiene:

$$L_{sup} = L_{prom} + Z(talud) = 53.95 + 1.5(2) = 56.95 \text{ m}$$

Calculo para la determinación del área superficial

$$A_{sup} = B_{sup} * L_{sup} = 26.57 * 56.95 = 1513.16 \text{ m}^2$$

Donde:

B_{prom} : Ancho Promedio de la laguna (m)

L_{prom} : Longitud promedio de la laguna (m)

B_{sup} : Ancho superior de la laguna (m)

L_{sup} : Longitud superior de la laguna (m)

A_{sup} : Área superior de la laguna (m)

Z: Altura de laguna de maduración

Para determinar el ancho inferior de la laguna de maduración se tiene:

$$B_{inf} = B_{prom} - Z(talud) = 23.57 - 1.5(2) = 20.57 \text{ m}$$

Para determinar el largo inferior de la laguna de maduración se tiene:

$$L_{inf} = L_{prom} - Z(talud) = 53.95 - 1.5(2) = 50.95 \text{ m}$$

Donde:

B_{inf} : Ancho inferior de la laguna (m)

L_{inf} : Longitud inferior de la laguna (m)

4.- Caudal en el efluente corregido por evaporación (Q_e)

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Para calcular el caudal en la salida de la laguna de maduración se debe contar, previamente, con el dato estadístico de la evaporación (ev), el mismo que para efectos del presente diseño será de 2 mm/día.

$$Q_e = Q_i - 0.001A_{sup}ev = 317.91 - 0.001 * 1513.16 * 2 = 314.88 \text{ m}^3/\text{día}$$

Las variables ya fueron definidas.

5.- Remoción de coliformes fecales (N_e).

Para obtener el valor de los coliformes fecales se deben calcular las variables que a continuación se detallan:

5.1.- Relación largo – ancho (x)

Este valor depende del número de mamparas a utilizar en el diseño y toma el 70% de la longitud promedio de la laguna de maduración.

$$x = \frac{L_{prom} * 0.7 * (No. de mamparas + 1)}{B_{prom}/(No. de mamparas + 1)} = \frac{53.95 * 0.7 * (1 + 1)}{23.57/(1 + 1)} = 6.41 \text{ m}$$

5.2.- Coeficiente de Dispersión (d)

$$d = \frac{x}{-0.26118 + 0.25392x + 1.0136x^2} = \frac{6.41}{-0.26118 + 0.25392(6.41) + 1.0136(6.41)^2}$$
$$d = 0.149$$

5.3.- Coeficiente de reducción bacteriana (k_b)

Este valor depende de la Temperatura

$$k_b = 0.841(1.075)^{T-20} = 0.841(1.075)^{17-20} = 0.677(d^{-1})$$

5.4.- Constante (a)

$$a = \sqrt{1 + 4k_b O_{m1} d} = \sqrt{1 + 4 * 0.677 * 6 * 0.149} = 1.8496$$

5.5.- Coliformes fecales en el efluente de la laguna de Maduración ($\frac{N_f}{N_o}$)

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4ae^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1+a)^2} = \frac{4 * 1.8496 * e^{\left(\frac{1-1.8496}{2*0.149}\right)}}{(1 + 1.8496)^2} = 0.05264941$$

Al multiplicar este valor con los coliformes fecales en el influente, se obtiene:

ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA

$$N_e = \frac{N_f}{N_o} * N_{e\ corr\ anaerobia} = 0.05264941 * 37406.96 = 1969.45\ NMP/100ml$$

Las contantes ya fueron definidas.

9.- Coliformes fecales corregidos por evaporación (N_{ecorr})

$$N_{ecorr} = \frac{N_e * Q_i}{Q_e} = \frac{1969.45 * 317.91}{314.88} = 1988.40\ NMP/100ml$$

Las variables ya están definidas.

10.- Concentración de la DBO_5 en el efluente de la laguna (DBO_e)

10.1.- Constante de decaimiento para lagunas de maduración

$$k_f = \frac{1.2}{(1.085)^{35-T}} = \frac{1.2}{(1.085)^{35-17}} = 0.2763\ (d^{-1})$$

Las variables ya fueron definidas.

$$DBO_5 = \frac{DBO_i}{k_f O_m + 1} = \frac{26.58}{(0.2763 * 6) + 1} = 10.00\ mg/l$$

11.- Eficiencia de remoción de la DBO_5 (%)

$$\% = \frac{DBO_i - DBO_e}{DBO_i} * 100 = \frac{26.58 - 10.00}{26.58} * 100 = 62.38$$

12.- DBO_5 corregida por evaporación (DBO_{corr})

$$DBO_{corr} = \frac{DBO_e * Q_i}{Q_e} = \frac{10.00 * 317.91}{314.88} = 10.10\ mg/l$$

Las variables ya están definidas.

A continuación, se presenta una tabla de resumen con los arreglos mencionados anteriormente, prevaleciendo la configuración ANAEROBIA + FACULTATIVA CON 1 MAMPARAS + MADURACION CON 1 MAPARAS, como la opción más optima, respecto al Área a utilizar.

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

Arreglos y configuraciones	Área Superficial (m2)					Tiempo de Retención Total (días)
	Anaerobia	Facultativa	Maduración		Total	
			1	2		
A+F+M1+M2	270.72	2059.48	2468.88	1726.25	6525.34	28.27
A+F(2MAMP)+M	270.72	2059.48	2946.61	-	5276.81	23.27
A+F(2MAMP)+M1+M2	270.72	2059.48	1513.16	1262.87	5106.23	22.27
A+F+M(4 MAMP)	270.72	2059.48	2707.75	-	5037.95	22.27
F(3MAMP)	-	4194.30	-	-	4194.30	22.48
A+F(1MAMP)+M(1MAMP)	268.69	2059.48	1513.16	-	3841.33	17.27
F(2MAMP)+M(1MAMP)	-	4192.75	1249.90	-	5442.65	27.48
A+F+M1(4MAMP)+M2(4MAMP)	270.72	2059.48	1513.16	1262.87	5106.23	22.27
F+M(6MAMP)	-	4192.75	2159.30	-	6352.05	31.48

El sistema funcionara en paralelo, para efectos de mantenimientos futuros, es decir, el sistema constara de 2 Lagunas Anaeróbicas, 2 Lagunas Facultativas y de Maduración con sus respectivas Mamparas.

El sistema descargara a un cauce existente en el sector, que es más cercano, respecto a la ubicación de las lagunas de estabilización propuestas.

5.3.1. OBRAS DE CONSTRUCCIÓN

Las unidades que conforman las obras de construcción son las siguientes:

Anaerobia

El humedal de pulimiento tiene dimensiones de 23.90 m y 11.30 m de largo y ancho respectivamente; la altura de la lámina de agua residual es de 0.5 m, con una profundidad de 2 m y una relación de taludes de 1.5:1; la cota de la corona es de 40.00 m y la del fondo es de 37.50 m.

Lagunas facultativas

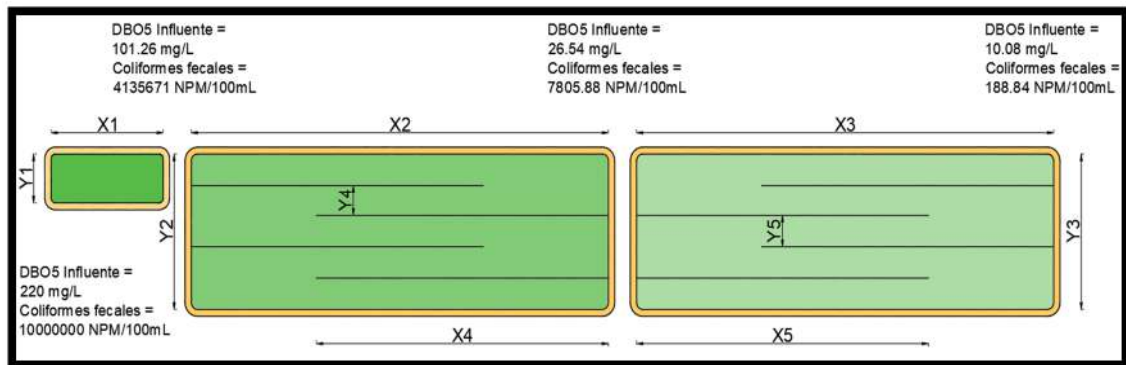
La laguna facultativa primaria tiene una profundidad de 2.00 m con una altura útil de agua residual de 1.5 m, y tiene medidas de 74.75 m de largo y 27.60 m de ancho con dos cámaras de ingreso para simular el flujo de pistón, una relación de taludes de 2:1; la cota de la corona de la laguna es igual a 40 y del fondo es igual a 38.

Laguna de maduración

La laguna de maduración correspondiente a la segunda fase tiene una profundidad de 1.5 m con una altura útil de maduración igual a 1, tiene medidas de 57 m y 26.70 m de largo y ancho

**ELABORACIÓN DE ESTUDIO Y DISEÑO PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA
COMUNA RIO VERDE DEL SANTA ELENA, DEL CANTÓN SANTA ELENA**

respectivamente, la cota de corona es de 40 m y la cota de fondo es de 38.50 m y una relación de taludes de 2:1



DESCRIPCION	LARGO	DESCRIPCION	ANCHO	AREA /HA)
X1	23.90 m	Y1	11.30 m	0.027007
X2	74.75 m	Y2	27.60 m	0.206310
X3	57.00 m	Y3	26.70 m	0.152190
X4	52.30 m	Y4	0 m	
X5	40.00 m	Y5	0 m	
TOTAL				0.385507

6 VOLÚMENES DE OBRA

Se generan los volúmenes de obra para cada estructura implantada, revisar anexos.

7 PRESUPUESTO REFERENCIAL

El presupuesto referencial del proyecto de obra civil y medidas ambientales es de USD. \$ 993.291,10, sin incluir IVA.