



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

**“Determinación de alternativas para la depuración de aguas
residuales para la ciudad de Gualaceo”**

Trabajo de titulación previo a la obtención
del título de Ingeniero Civil.

Autores:

Andrés Oswaldo Guillén Palacios

CI: 0105500821

Correo electrónico: andresguillenpalacios@gmail.com

María Belén Maldonado Matute

CI: 0106468309

Correo electrónico: belenmaldonadomatute@gmail.com

Director:

Ing. Diego Benjamín Idrovo Murillo.

CI: 0101500387

Cuenca – Ecuador

23-02-2022



Resumen:

En la ciudad de Gualaceo no se cuenta con un tratamiento de aguas residuales, estas tienen descarga directa al río Santa Bárbara. Las afecciones causadas por esta descarga implican directamente en los usos del agua del río Santa Bárbara, ya no es común que los habitantes de la ciudad realicen actividades recreativas y de pesca en esta zona y a esto se suma el efecto que tiene en la salud pública el vertido de aguas residuales sin ningún tipo de tratamiento. El presente trabajo tiene como objetivo caracterizar las aguas residuales en la descarga de Curantag, así como también plantear líneas de tratamiento de aguas residuales, a fin de analizar y comparar las mismas en función de criterios técnicos, económicos y sociales para realizar un pre dimensionamiento de las mejores alternativas. La Empresa Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Gualaceo (EMAPAS G EP), en el año 2016 adquirió un terreno en el lugar de descarga, en donde se pretende implantar la PTAR, por lo que se realiza un pre dimensionamiento tanto de tratamiento preliminar; tratamiento primario; lodos activados convencionales y sistema de lagunas; así como también desinfección con cloro y rayos UV.

Palabras claves:

Aguas Residuales. Gualaceo. Línea de tratamiento. Curantag.



Abstract:

The city of Gualaceo does not have wastewater treatment; wastewater is discharged directly into the Santa Bárbara River. The effects caused by this discharge directly affect the water uses of the Santa Bárbara River; it is no longer common for the city's inhabitants to carry out recreational and fishing activities in this area, and in addition to this, the discharge of wastewater without any type of treatment has an effect on public health. The purpose of this work is to characterize the wastewater in the Curantag discharge, as well as to propose wastewater treatment lines, in order to analyze and compare them according to technical, economic and social criteria for a pre-dimensioning of the best alternatives. The Municipal Water, Sewerage and Sanitation Company of Gualaceo (EMAPAS G EP), in 2016 acquired land at the discharge site, in order to implement the SEWAGE TREATMENT PLANT. Therefore, a pre-sizing of both preliminary treatment; primary treatment; conventional activated sludge and lagoon system; as well as disinfection with chlorine and UV rays is performed.

Keywords:

Wastewater. Gualaceo. Treatment line. Curantag.



Índice del trabajo

1. Introducción.....	17
2. Objetivos.....	18
2.1. Objetivo General.....	18
2.2. Objetivos Específicos	18
3. Marco Teórico.....	19
3.1. Características Generales de la Zona de Estudio	20
3.2. Clima	20
3.3. Cobertura de Servicios de Agua y Alcantarillado de la Ciudad de Gualaceo.....	21
3.4. Características de las Aguas Residuales.....	22
3.5. Tratamiento de Aguas Residuales	23
3.5.1. Parámetros de Diseño	24
3.6. Caudales de las Aguas Residuales	24
3.7. Método de tratamiento de las Aguas Residuales	24
3.7.1. Estación de Bombeo.....	25
3.7.2. Tratamiento Preliminar	25
3.7.3. Tratamiento primario.....	25
3.7.4. Tratamiento Secundario	26
3.7.4.1. Lodos activados convencionales	27
3.7.4.2. Reactor anaerobio de flujo ascendente	29
3.7.4.3. Filtros Percoladores.....	30
3.7.4.4. Humedal Sub superficial Vertical y Horizontal.....	32
3.7.4.5. Contactores Biológicos Rotativos	34
3.7.4.6. Sistema de Lagunas.....	35
3.7.5. Desinfección.....	37
3.7.5.1. Desinfección con Cloro.....	37
3.7.5.2. Desinfección con radiación UV	38
4. Metodología del desarrollo.....	40
4.1. Caracterización de las aguas residuales.....	40
4.1.1. Límites de Descarga de aguas residuales a un Cuerpo de Agua Dulce.....	45
4.2. Caracterización del Cuerpo Receptor	46
4.3. Período de Diseño	50
4.4. Población de Diseño.....	50



- 4.4.1. Crecimiento Poblacional 50
- 4.5. Caudales de Diseño de las Aguas Residuales..... 52
 - 4.5.1. Caudales medidos en el ensayo 52
 - 4.5.2. Dotación 56
 - 4.5.3. Caudal medio de aguas residuales domésticas 56
 - 4.5.4. Coeficientes de Variación de Caudal 57
 - 4.5.5. Caudal de aguas residuales industriales..... 58
 - 4.5.6. Caudal de aguas de infiltración y escorrentía 59
 - 4.5.7. Caudal de Diseño 61
- 4.6. Lugar de Implementación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.... 62
- 4.7. Métodos de Tratamiento de las Aguas Residuales 64
 - 4.7.1. Estación de Bombeo..... 64
 - 4.7.1.1. Caudal de diseño de la Estación de Bombeo 64
 - 4.7.1.2. Tanque de Gruesos..... 64
 - 4.7.2. Tratamiento Preliminar 65
 - 4.7.2.1. Tratamiento preliminar según la normativa INEN 5..... 66
 - 4.7.2.1.1. Rejillas..... 66
 - 4.7.2.1.2. Desarenador..... 67
 - 4.7.2.1.3. Desengrasadores 68
 - 4.7.2.2. Tratamiento Preliminar Alternativo..... 68
 - 4.7.2.2.1. Obras de llegada 68
 - 4.7.2.2.2. Desbaste 69
 - 4.7.2.2.3. Desarenador..... 70
 - 4.7.3. Tratamiento primario..... 71
 - 4.7.3.1. Tratamiento primario según INEN 5..... 71
 - 4.7.3.1.1. Tanque de Sedimentación..... 71
 - 4.7.3.2. Tratamiento Primario Alternativo..... 73
- 4.8. Selección del Tratamiento Secundario..... 75
 - 4.8.1. Superficie 75
 - 4.8.2. Costo de implantación en obra 76
 - 4.8.3. Costo por operación y mantenimiento 77
 - 4.8.4. Tolerancia del tratamiento secundario respecto a las variaciones de caudal, carga contaminante y generación de olores..... 79
 - 4.8.5. Lodos generados..... 81



4.8.6.	Operación y mantenimiento	82
4.8.7.	Proceso de Selección	83
4.9.	Dimensionamiento de las dos alternativas mejor puntuadas.....	89
4.9.1.	Lodos activados convencionales	89
4.9.1.1.	Clarificador	92
4.9.1.2.	Producción de Lodos	95
4.9.1.3.	Espesamiento de lodos primarios	96
4.9.1.4.	Flotación de lodos secundarios	98
4.9.1.5.	Depósito de la mezcla	99
4.9.2.	Sistema de Lagunas	100
4.9.2.1.	Laguna Anaerobia	100
4.9.2.2.	Laguna Facultativa	103
4.9.2.3.	Laguna de maduración	105
4.10.	Desinfección	106
5.	Resultados y conclusiones	108
5.1.	Área total requerida para Lodos Activados	108
5.2.	Área total requerida para lagunas	109
6.	Bibliografía.....	112
Anexo A.	Resultados de la caracterización de las aguas residuales.....	116
ANEXO B.	Registro fotográfico de los muestreos realizados.	119



Índice de tablas

Tabla 1 Contaminantes de mayor interés en las Aguas Residuales.....	22
Tabla 2 Eficiencia de remoción de Lodos Activados	28
Tabla 3 Eficiencia de remoción de RAFA.....	29
Tabla 4 Eficiencia de remoción en los Filtros Percoladores	31
Tabla 5 Eficiencias de remoción en Humedales.....	32
Tabla 6 Eficiencia de los CBR.....	34
Tabla 7 Eficiencia de las lagunas aerobia	36
Tabla 8 Eficiencia de las lagunas facultativas	36
Tabla 9 Eficiencia de las lagunas de maduración	36
Tabla 10 Resultados de los 3 ensayos realizados en la descarga del lugar de estudio....	41
Tabla 11 Resultados de los ensayos en el lugar de descarga y la PTAR de Ucubamba..	42
Tabla 12 Clasificación de las líneas de tratamiento según su capacidad de adaptación al grado de contaminación de las aguas residuales.....	43
Tabla 13 Composición Típica de una Agua Residual Urbana	44
Tabla 14 Características de las Aguas Residuales no tratadas.....	45
Tabla 15 Parámetros de las aguas residuales en la ciudad de Gualaceo y los Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce	46
Tabla 16 Caudales mínimos del río Santa Bárbara para diferentes periodos de retorno..	47
Tabla 17 Caracterización del río Santa Bárbara en distintos puntos	48
Tabla 18 Proyecciones poblacionales de la Parroquia Gualaceo.....	51
Tabla 19 Caudales obtenidos en el primer ensayo	54
Tabla 20 Caudales obtenidos en el segundo ensayo.....	54
Tabla 21 Caudales obtenidos en el tercer ensayo	55
Tabla 22 Coeficientes de mayoración	57
Tabla 23 Parámetros de diseño recomendados para el tanque de gruesos.....	64
Tabla 24 Recomendaciones sobre el diseño de rejillas.....	66
Tabla 25 Factor de forma de acuerdo a la forma de la barra.....	67
Tabla 26 Parámetros de funcionamiento en el desbaste.....	69
Tabla 27 Especificaciones para las rejillas o tamices del desbaste	69
Tabla 28 Especificaciones del desarenador.....	70
Tabla 29 Consideraciones para el diseño del sedimentador primario	73
Tabla 30 Tabla de balance de masas en la decantación primaria.....	74
Tabla 31 Valores de SS Y DBO5 de salida de la decantación primaria.....	74
Tabla 32 Superficie requerida por cada línea de tratamiento, dividida en línea de agua y línea de lodos para poblaciones de 500-50000 habitantes.	76
Tabla 33 Calificación de las líneas de tratamiento en función de la superficie requerida .	76
Tabla 34 Costes de implantación de cada línea de tratamiento, dividida en línea de agua, línea de lodos, tratamiento de desinfección y costes totales de la PTAR, para poblaciones de 500-50000 habitantes	77
Tabla 35 Calificación del coste requerido por cada línea de tratamiento.....	77
Tabla 36 Costes de operación y mantenimiento de cada línea de tratamiento para poblaciones de 500-50000 habitantes.	78



Tabla 37 Calificación de las líneas de tratamiento en función de los costes de operación y mantenimiento 78

Tabla 38 Tolerancia de las líneas de tratamiento respecto a las variaciones de caudal... 79

Tabla 39 Tolerancia de las líneas de tratamiento respecto a las variaciones de carga contaminante 79

Tabla 40 Puntuación de las líneas de tratamiento de acuerdo a como toleran la variación de caudal y carga contaminante 80

Tabla 41 Puntuación de las líneas de tratamiento de acuerdo con la Generación de Olores 81

Tabla 42 Producción de lodos deshidratados de las distintas tecnologías consideradas . 81

Tabla 43 Calificación de las líneas de tratamiento en función de la producción de lodos deshidratados 81

Tabla 44 Puntuación de las líneas de tratamiento de acuerdo con el nivel de equipamiento electrónico necesario Elaboración propia..... 83

Tabla 45 Coeficientes multiplicadores..... 84

Tabla 46 Resultado de la evaluación ponderada de las líneas de tratamiento para la PTAR de Curantag 86

Tabla 47 Nivel de importancia de los criterios de acuerdo al Ingeniero Andrés Alvarado . 87

Tabla 48 Matriz de puntuación de las líneas de tratamiento de aguas residuales propuestas de acuerdo a los criterios del Ingeniero Andrés Alvarado 88

Tabla 49 Parámetros de diseño para lodos activados convencionales 89

Tabla 50 Parámetros de entrada y salida de los lodos activados convencionales..... 90

Tabla 51 IVF recomendable de acuerdo al MLSSV 92

Tabla 52 Parámetros de diseño para el clarificador 93

Tabla 53 Balance de masas del tratamiento primario..... 95

Tabla 54 Concentración de SS Y DBO5 en el agua decantada luego del tratamiento primario..... 95

Tabla 55 Balance de masas del tratamiento secundario por lodos activados convencionales 95

Tabla 56 Parámetros de diseño recomendados para el espesamiento de los lodos primarios..... 96

Tabla 57 Parámetros de diseño y funcionamiento del espesador primario..... 97

Tabla 58 Parámetros de diseño para la flotación de lodos biológicos 98

Tabla 59 Valores de diseño para cargas volumétricas en función de la temperatura 101

Tabla 60 Áreas requeridas para lodos activados 108

Tabla 61 Área requerida para lodos activados con pre tratamiento y tratamiento primario de (INEN, 1992)..... 108

Tabla 62 Área requerida para lodos activados con pre tratamiento y tratamiento primario de (La Iglesia Gandarillas, 2016) 109

Tabla 63 Área requerida para lagunas usando el pre tratamiento y tratamiento primario de (INEN, 1992)..... 110

Tabla 64 Área necesaria para lagunas usando el pre tratamiento y tratamiento primario de (La Iglesia Gandarillas, 2016) 110



Índice de ilustraciones

Ilustración 1 Mapa de Gualaceo	19
Ilustración 2 Mapa topográfico ciudad de Gualaceo.....	20
Ilustración 3 Mapa de cobertura de servicios de la ciudad de Gualaceo	21
Ilustración 4 Lodos Activados	28
Ilustración 5 Funcionamiento de un RAFA	30
Ilustración 6 Funcionamiento de un filtro percolador	31
Ilustración 7 Ejemplo de Humedal Subsuperficial Vertical.....	33
Ilustración 8 Ejemplo de Humedal Subsuperficial Horizontal.....	33
Ilustración 9 Funcionamiento del tratamiento de aguas residuales con CBR	35
Ilustración 10 Ejemplo de un sistema de lagunas	37
Ilustración 11 Áreas de aporte tomadas en cuenta para el caudal de infiltración	61
Ilustración 12 Clasificación de tecnologías según su potencial para generar malos olores	80
Ilustración 13 Clasificación de la tecnologías de acuerdo a su complejidad para la operación y mantenimiento	82
Ilustración 14 Nivel de equipamiento electromagnético de acuerdo a las líneas de tratamiento.....	82
Ilustración 15 Zonas de un clarificador.....	92
Ilustración 16 Área requerida y disponible para la PTAR Curantag.....	111



Anexos

Anexo 1 Resultados de análisis físico – químico y bacteriológico de agua residual tomado el 11 y 12 de agosto de 2021	116
Anexo 2 Resultados de análisis físico – químico y bacteriológico de agua residual tomado el 22 y 23 de agosto de 2021	117
Anexo 3 Resultados de análisis físico – químico y bacteriológico de agua residual tomado el 03 y 04 de octubre de 2021	118
Anexo 4 Implantación del vertedero	119
Anexo 5 Vertedero en funcionamiento	119
Anexo 6 Muestreador ISCO en funcionamiento	120



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Andrés Oswaldo Guillén Palacios en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Determinación de alternativas para la depuración de aguas residuales para la ciudad de Gualaceo", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 23 de febrero 2022

Andrés Guillén

Andrés Oswaldo Guillén Palacios

C.I: 0105500821



Cláusula de Propiedad Intelectual

Andrés Oswaldo Guillén Palacios, autor/a del trabajo de titulación "Determinación de alternativas para la depuración de aguas residuales para la ciudad de Gualaceo", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 23 de febrero 2022

Andrés Guillén

Andrés Oswaldo Guillén Palacios

C.I: 0105500821



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

María Belén Maldonado Matute en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Determinación de alternativas para la depuración de aguas residuales para la ciudad de Gualaceo", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 23 de febrero 2022

María Belén Maldonado Matute

C.I: 0106468309



Cláusula de Propiedad Intelectual

María Belén Maldonado Matute autor/a del trabajo de titulación "Determinación de alternativas para la depuración de aguas residuales para la ciudad de Gualaceo", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 23 de febrero 2022

María Belén Maldonado Matute

C.I: 0106468309



DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico principalmente a mi familia y amigos, quienes incondicionalmente han brindado apoyo para lograr los objetivos propuestos pese a los obstáculos que se presentaron en el trayecto, han sido para mí una fuente de inspiración, ejemplo de coraje y valentía; así como también el principal soporte en momentos de angustia y desesperación.

Andrés

A mi papás, hermana y novio; por siempre haber creído en mí y su incondicional apoyo en todo este camino, de manera especial a mi papá Vicente por nunca escatimar esfuerzos a lo largo de estos 6 años.

A todos mis amigos y compañeros de viaje en este difícil pero lindo camino, solo nosotros sabemos cuánto nos ha costado y sigue costando llegar hasta aquí.

María Belén



AGRADECIMIENTOS

Agradecemos de manera muy especial a nuestro director el Ing. Diego Idrovo Murillo, docente de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, por su invaluable aporte y dedicación en la realización de este trabajo de titulación ya que sus conocimientos y constante guía han sido parte fundamental de este camino.

A la Dra. Guillermina Pauta y Dra. Gabriela Vázquez y al Laboratorio de Sanitaria por su apertura y constante apoyo en el trabajo realizado.

A EMAPAS G EP y todo su personal por su interés y constante colaboración en el proyecto.

Finalmente agradecemos a todos quienes se vieron involucrados de manera directa o indirecta en este trabajo, su aporte fue muy valioso.

Andrés y Belén



1. Introducción

La ciudad de Gualaceo en el momento actual presenta una problemática sanitaria significativa; las aguas residuales domésticas están siendo descargadas directamente en el río Santa Bárbara, sin tratamiento previo; esto ha generado malestar por parte de la comunidad cercana al sitio de descarga; el olor, la presencia de moscas, roedores y otros problemas, no son las condiciones necesarias de un buen vivir. La magnitud del problema es preocupante si se considera que son los desechos de alrededor 19000 personas, y por lo tanto este tema debe ser atendido con la mayor celeridad. Tradicionalmente el río Santa Bárbara ha ofrecido un escenario paisajístico atractivo para propios y extraños; la calidad del agua permitía varios usos, desde el lavado de la ropa hasta el baño directo; poco a poco el ecosistema se ha ido degradando y el problema ambiental alcanza dimensiones de magnitud. La Municipalidad del Cantón Gualaceo en el año 2005 realizó una consultoría en donde ya se plantea un sistema de tratamiento a través de lagunas de estabilización, pero por razones no conocidas este proyecto no se ha ejecutado. El presente trabajo de titulación tiene por objetivo establecer alternativas de tratamiento para las aguas residuales de la ciudad, para lo cual se caracteriza el efluente en la descarga principal y se analiza las posibles alternativas de tratamiento, considerando la viabilidad técnica, económica y social de cada una de ellas.

La caracterización se realiza mediante el análisis de muestras compuestas de 24 horas tomadas en la descarga principal. Los parámetros determinados son los más importantes establecidos en la normativa vigente y las alternativas propuestas preservan los usos del cuerpo receptor al que se descarga. La búsqueda se enfoca hacia las tecnologías apropiadas a nuestro medio; esto considerando el nivel socio económico y cultural de la población a la que se sirve; la ubicación geográfica de la ciudad y la disponibilidad de espacio físico, aspectos importantes a la hora de tomar la decisión. Una vez planteadas las alternativas de tratamiento posibles, se procede a un análisis comparativo entre ellas.



2. Objetivos

2.1. Objetivo General

Establecer alternativas de tratamiento para las aguas residuales de la ciudad, integrada a la planificación existente en EMAPAS G EP, y que permita obtener un efluente que cumpla con los requisitos de calidad establecidos en la normativa vigente en nuestro país.

2.2. Objetivos Específicos

- Caracterizar las aguas residuales que son descargadas al río Santa Bárbara.
- Determinar la curva de descarga de aguas residuales.
- Revisión bibliográfica sobre tecnologías apropiadas para el tratamiento de las aguas residuales.
- Analizar las alternativas de tratamiento que se ajusten a la planificación existente por parte de EMAPAS G EP.

3. Marco Teórico

Gualaceo, es un cantón perteneciente a la provincia del Azuay, limitado al norte con los cantones Paute y Guachapala; al este con El Pan y Limón Indanza; al sur, con Chordeleg y Sigsig.

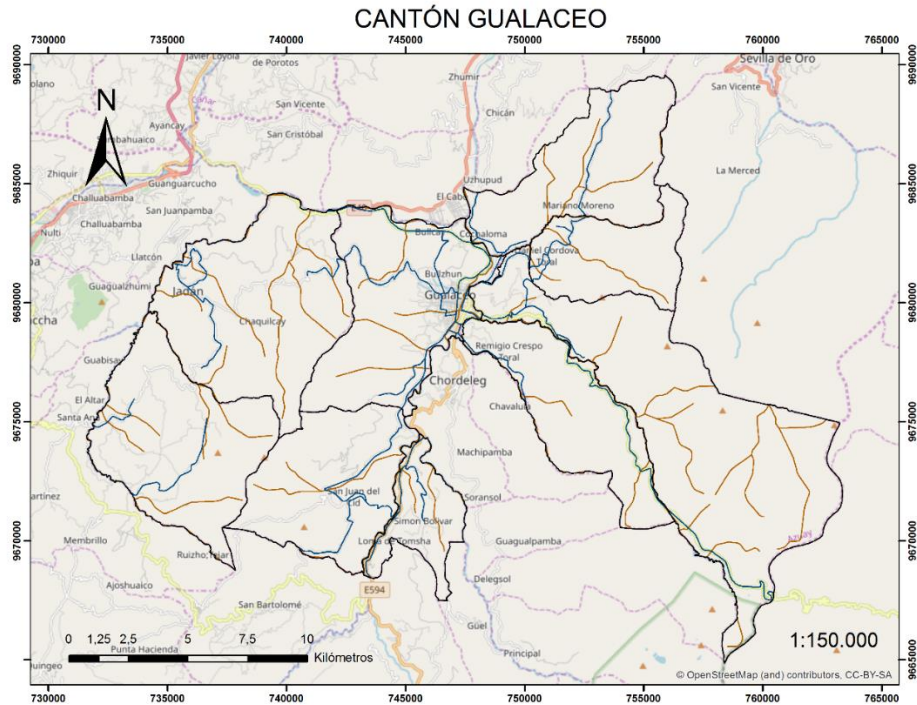


Ilustración 1 Mapa de Gualaceo

Fuente: (EMAPAS-G EP, 2015)

Cuenta con una superficie de 345.48 km² y está conformado por 9 parroquias, siendo la única urbana la que lleva su mismo nombre, dentro de esta parroquia, EMAPAS G EP ha definido áreas potenciales de aporte, las cuales son tomadas en cuenta, como área de influencia en este trabajo.

La ciudad de Gualaceo se ubica a 35 kilómetros de la capital azuaya y posee un relieve que deja ver un valle rodeado de montañas, el mismo que tiene gran cantidad de fuentes hídricas, siendo las más importantes los ríos San Francisco y Santa Bárbara.

Según el censo del 2010, realizado por el INEC, la población total de la ciudad era de 13981 personas.

Por su belleza y paisajes es un importante lugar turístico, por lo que se le ha denominado “Jardín del Azuay”, con reconocimientos como “Patrimonio Cultural de la Nación”. Entre las principales actividades que resaltan en su población son el turismo, artesanía y agricultura.



3.1. Características Generales de la Zona de Estudio

Las características generales de la zona de estudio, de acuerdo al “Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de Gualaceo” (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Gualaceo, 2015) son:

Gran parte de la población urbana se dedica a actividades relacionadas al comercio de calzado. Sin embargo, también son de importancia actividades como la agricultura, ganadería y hotelería. El crecimiento de las actividades anteriormente mencionadas ha provocado, en los últimos años, un incremento de turistas tanto nacionales como internacionales los fines de semana en la ciudad, por lo que el sector turístico es de gran importancia en la economía del sector.

En cuanto al tipo de suelo, posee en su mayoría Vertisoles y Alfisoles, que hacen referencia a zonas planas y templadas formadas por acumulación de material que proviene de las alturas.

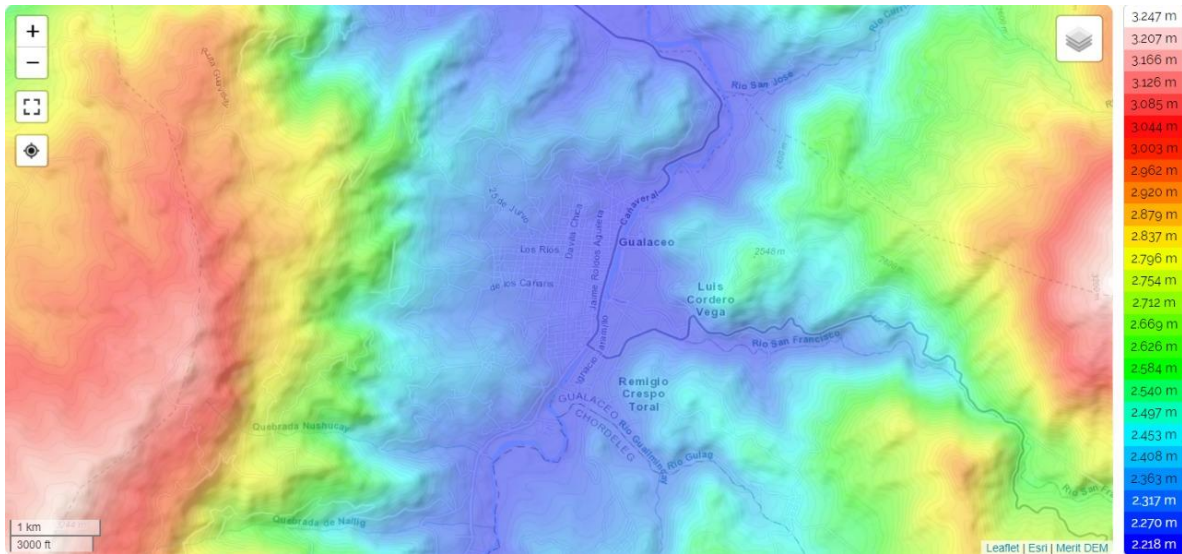


Ilustración 2 Mapa topográfico ciudad de Gualaceo

Fuente: (Topographic-map.com, s.f.)

3.2. Clima

En cuanto al clima se refiere, de acuerdo con el PDOT (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Gualaceo, 2015), la zona de estudio tiene como principal característica un clima templado, con una temperatura media que se encuentra entre 12.5°C y 16.5 °C, sin embargo, puede llegar a tener temperaturas mínimas de hasta 3°C y máximas de 25°C. Las precipitaciones medias comprenden entre 800 mm a 820 mm.

Según un estudio realizado por el PROMAS en 1998 y datos propios del INAMHI, Gualaceo registra las máximas precipitaciones anuales en los meses de abril y octubre; y sequía en julio y agosto. La humedad oscila entre el 65 y 85%.

3.3. Cobertura de Servicios de Agua y Alcantarillado de la Ciudad de Gualaceo

Las microcuencas, fuentes de agua y zonas de recarga hídrica que posee Gualaceo son las encargadas de abastecer a los sistemas de agua potable existentes en el cantón, siendo el más grande e importante el que dota a la cabecera cantonal que tiene como principales fuentes de captación el Río San Francisco y Río San Juan (Uchucay).

La “Empresa Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento” (EMAPAS-G EP), es la encargada de la gestión del agua y el saneamiento de Gualaceo; cuentan con un sistema de alcantarillado combinado, las aguas servidas no tienen tratamiento al llegar a su disposición final, de momento existen dos lugares de descarga en el río Santa Bárbara, el primero ubicado en el sector de Curantag a la salida de la ciudad y el otro en la Av. Ignacio Jaramillo. Según datos de EMAPAS G EP al año 2021 se registran 4961 usuarios de agua potable y de estos 4467 cuentan con servicio de alcantarillado, con una producción anual de 1.766.190 m³, lo que indica una dotación de 160 L/hab/día, que de acuerdo a registros de EMAPAS G EP, corresponde a una población con servicio de agua potable de 18852 habitantes. El 86% de la población de la ciudad de Gualaceo recibe agua potable apta para el consumo humano por medio de tubería de manera directa en sus viviendas y un porcentaje menor descarga las aguas residuales a la red de alcantarillado.

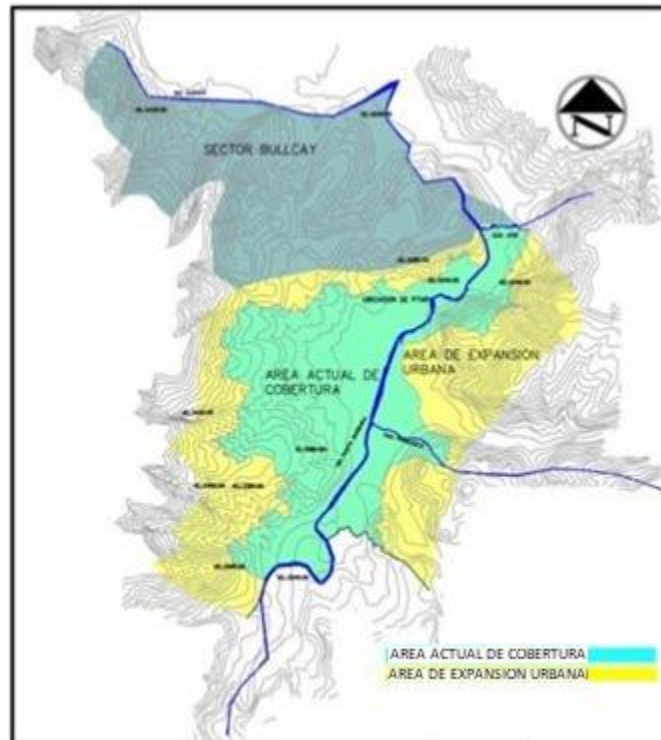


Ilustración 3 Mapa de cobertura de servicios de la ciudad de Gualaceo

Fuente: EMAPAS G EP



3.4. Características de las Aguas Residuales

De acuerdo con (Metcalf & Eddy , Inc, 1995) los contaminantes de mayor interés en las aguas residuales son:

Tabla 1 Contaminantes de mayor interés en las Aguas Residuales

Fuente: (Metcalf & Eddy , Inc, 1995) (INEN, 1992)

Contaminante	Parámetro Típico de Medición	Importancia
Sólidos Suspendidos	Sólidos Suspendidos totales (SST)	Pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de lodo y de condiciones anaerobias cuando se vierte el agua residual si tratar al entorno acuático.
Materia Orgánica Biodegradable	Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) Demanda Química de Oxígeno (DQO)	Está compuesta por proteínas, carbohidratos, grasas animales, esta se mide en la mayoría de casos en función del DBO y DQO. Si se descargan al entorno sin tratar pueden ocasionar un agotamiento de los recursos naturales de oxígeno y crear condiciones sépticas.
Patógenos	Coliformes fecales	Pueden transmitir enfermedades contagiosas por medio de los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales.
Nutrientes	Nitrógeno Fósforo	Tanto el Nitrógeno como el Fósforo, juntamente con el Carbono son nutrientes de vital importancia en el crecimiento, por lo que, si se vierten al entorno acuático, estos pueden contribuir al crecimiento de una vida acuática que no se desea. Así mismo cuando se vierten en cantidades excesivas en terrenos pueden ocasionar la contaminación de fuentes de agua subterráneas.



Contaminantes Prioritarios	Elementos como As, Cd, Cr, Cu, Hg, Pb, Zn, etc.	Son compuestos orgánicos e inorgánicos determinados en base a su carcinogenicidad, mutagenicidad, teratogenicidad o toxicidad aguda conocida o sospechada. Muchos de estos componentes si se encuentran en las aguas residuales.
Sólidos inorgánicos disueltos	Sólidos Disueltos Totales (SDT) Conductividad	Los constituyentes inorgánicos como el calcio, sodio y los sulfatos se añaden al agua de suministro consecuencia del uso del agua, y es posible que se deban eliminar si se pretende reutilizar el agua residual, ya que pueden ocasionar problemas de salinidad en caso de riego de plantaciones o problemas de permeabilidad.

De acuerdo a (Metcalf & Eddy , Inc, 1995), para la caracterización de las aguas residuales, se requieren conocer al menos los siguientes parámetros:

- DBO 5 días
- DQO
- Coliformes totales y fecales
- Parásitos
- Sólidos totales y en suspensión incluyendo el componente volátil.
- Nitrógeno amoniacal y orgánico.

3.5. Tratamiento de Aguas Residuales

De acuerdo con (Metcalf & Eddy , Inc, 1995), el principal motivo, por el que se debe tratar las aguas residuales es por los problemas de salud que pueden relacionarse con la descarga y mejorar la calidad de las aguas superficiales del cuerpo receptor.

Una vez que se establece las características de las aguas residuales y la normativa, se procede a evaluar las alternativas del tipo de tratamiento, es por eso que es importante, tener claro los diferentes métodos que existen para el tratamiento de estas aguas, así como los parámetros de diseño que se toman en cuenta para esto.



3.5.1. Parámetros de Diseño

Una PTAR debe ser pensada con el objetivo de servir a una comunidad durante un determinado tiempo de manera eficiente y satisfactoria, a esto se lo denomina periodo de diseño. La elección de este parámetro es muy importante ya que tiene gran influencia en el costo de la obra.

De acuerdo con la normativa (INEN, 1992) se debe considerar un período de diseño entre 20 y 30 años.

Por otro lado, la población de diseño es otro importante parámetro de diseño y hace referencia a la cantidad de personas que se esperan tener en un determinado periodo de tiempo, en el caso de este país, estas proyecciones se hacen en base a los datos que proporciona el INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos). El crecimiento que se espera de un lugar en particular está estrictamente relacionado con las características sociales, culturales y económicas propias de la población.

Esta proyección poblacional es un elemento indispensable para poder estimar la dimensión de la PTAR a proyectar debido a que determina la población de servicio que se va a tener.

3.6. Caudales de las Aguas Residuales

Según (Arocha R, 1983), el caudal de aguas residuales está compuesto por algunos aportes, tener en cuenta este aspecto, ayuda a determinar de manera más real, el caudal que puede llegar a ser tratado por la PTAR. Generalmente se tienen tres tipos de aportes, las aguas residuales que vienen del abastecimiento de agua potable que tienen los usuarios, las aguas que se infiltran del río o quebradas hacia los colectores y finalmente en el caso de alcantarillados combinados las aguas lluvia que entran por medio de los sumideros o que lo hacen por conexiones clandestinas. El caudal de las aguas residuales tiene como una de sus características principales el hecho de que tiene variaciones grandes en el tiempo, debido a las horas pico o las condiciones climáticas que se tengan. Por eso fue de suma importancia la obtención de datos de caudal en varios intervalos de tiempo y condiciones climáticas, ya que, si se sobredimensiona o se subestima, los costos o el rendimiento de la PTAR se ven afectados.

3.7. Método de tratamiento de las Aguas Residuales

Según (Metcalf & Eddy , Inc, 1995), una vez que se establece el objetivo del tratamiento de las aguas residuales de acuerdo a las normativas vigentes, se puede comenzar a determinar el tipo de tratamiento que se va a usar. Existen algunos métodos para el tratamiento de las aguas residuales, ya que los contaminantes que estas poseen pueden ser eliminados por procesos físico, químicos y biológicos. Los procesos físicos o también llamados operaciones físicas unitarias, son aquellos en donde predomina la acción de las fuerzas físicas; en cambio los procesos químicos unitarios son aquellos en donde se logra la eliminación del contaminante debido a alguna reacción química provocada y finalmente



los procesos biológicos unitarios eliminan los contaminantes por la actividad biológica y se encargan de la eliminación del nitrógeno y de sustancias orgánicas.

De acuerdo a (Metcalf & Eddy , Inc, 1995), el proceso que deben seguir las aguas residuales para llevar a cabo su tratamiento, se divide en tratamiento preliminar, primario y secundario. Dentro de cada uno de estos, esta norma recomienda algunas opciones para llevar a cabo cada una de las etapas de la depuración. Con el avance en los estudios de los tratamientos de aguas residuales, existe tecnología actualizada a fin de depurar aguas residuales.

3.7.1. Estación de Bombeo

El objetivo de los sistemas de bombeo en las aguas residuales es lograr llevar el agua desde un punto bajo hacia otro más alto. Esto es lo que sucede en este caso, el agua que sale de la rejilla necesita ser bombeada hasta una cota más alta para poder seguir el tratamiento de la misma.

De acuerdo con (Metcalf & Eddy, INC, 1995), dentro de la estación de bombeo debe incluir la bomba y los equipos auxiliares, así como todas las instalaciones adecuadas para dar una correcta operación y mantenimiento de la misma. Resulta más económico bombear agua con arena y posteriormente pasarla a los desarenadores que deben estar ubicados en un lugar adecuado de la PTAR con relación a las posteriores unidades de tratamiento.

3.7.2. Tratamiento Preliminar

El pretratamiento de las aguas residuales, es el proceso en el que se eliminan todos los componentes del agua que puedan significar un problema para que las posteriores etapas del tratamiento operen de manera adecuada. Generalmente aquí se eliminan los sólidos gruesos, aceites y materia en suspensión de gran tamaño.

Debido a que el agua residual que llega al lugar de descarga, proviene del alcantarillado combinado, como primer pre tratamiento se va a separar el material grueso como piedras y plásticos, por medio de una rejilla. De acuerdo con la normativa (INEN, 1992), el objetivo de esta rejilla es proteger a los equipos posteriores como bombas y otras unidades ante el atascamiento por los materiales anteriormente mencionados, aunque también pueden ayudar a facilitar la división del flujo y formación de natas, por lo que son esenciales en cualquier tipo de tratamiento.

3.7.3. Tratamiento primario

Luego de pasar por el tratamiento preliminar, el agua residual todavía contiene sólidos suspendidos que pueden ser eliminados en unidades de sedimentación. Una parte importante de estos sólidos en suspensión están compuestos de materia orgánica en



suspensión, por lo que la sedimentación implica una reducción del DBO, lo que acondiciona las aguas para evitar la carga del tratamiento secundario, en donde esta reducción de DBO es más grande. (Von Sperling, 2007)

Los sólidos que son removidos en el proceso de tratamiento primario deben ser procesados antes de ser desechados y esto generalmente se hace mediante lechos de secado o digestión anaerobia. (INEN, 1992)

3.7.4. Tratamiento Secundario

Una vez que se tiene pre dimensionado tanto el pre tratamiento como el tratamiento primario, se procede al tratamiento secundario que de acuerdo con (Von Sperling, 2007), tiene como objetivo la remoción de la materia orgánica, la misma que está presente de las siguientes maneras:

- Materia Orgánica Disuelta que no fue removida por las operaciones físicas de pre tratamiento y tratamiento primario como la sedimentación.
- Materia Orgánica en Suspensión, que, a pesar de ser eliminada en su mayoría en el tratamiento primario, puede quedar sólidos que tienen una sedimentación más lenta.

El objetivo del tratamiento secundario se resume en acelerar los procesos de descomposición que se dan normalmente en los cuerpos receptores, pero de una manera más controlada y bajo factores específicos en un menor tiempo. En esta etapa del tratamiento de las aguas residuales entra en acción los procesos biológicos, ya que, durante el pre tratamiento y tratamiento primario, solo se habla de procesos propiamente físicos. Los distintos tipos de tratamiento secundario que existen ponen en acción varios tipos de hongos, microorganismos, bacterias, protozoos, entre otros. Estos microorganismos descomponen la materia orgánica, pero para este proceso biológico se necesita una gran cantidad de oxígeno que además ayuda a mantener en equilibrio otras condiciones del ambiente en el que se da la descomposición. (Von Sperling, 2007)

De acuerdo con la (INEN, 1992), para que se considere que las aguas residuales hayan pasado por el tratamiento secundario, se requiere la eliminación de al menos el 82% de DBO. Se recomienda además que en el país el tratamiento secundario sea de tipo biológico. Entre los tipos de tratamiento secundario que recomienda esta norma están las lagunas de estabilización, zanjas de oxidación y sistemas de lodos activados. Además, es necesario incluir la desinfección.

Para comenzar, los tratamientos estudiados son los siguientes:

- Lodos Activados (Pretratamiento, Tratamiento primario, Lodos activados convencionales, Clarificador) (FA).
- Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (Pretratamiento, RAFA, FP, Clarificador) (RAFA).
- Filtros Percoladores (Pretratamiento, Tratamiento primario, FP, Clarificador) (FP).



- Humedal Sub Superficial (Pretratamiento, Tratamiento primario, Humedal) (HSSV, HSSH).
- Contactores Biológicos rotativos (Pretratamiento, Tratamiento primario, CBR, Clarificador) (CBR).
- Sistemas de Lagunas (Pretratamiento, Laguna anaerobia, laguna facultativa, laguna de maduración) (LA).

3.7.4.1. *Lodos activados convencionales*

Los lodos activados convencionales es un proceso para la depuración de aguas residuales. Son principalmente un proceso de biomasa suspendida, donde la edad de los lodos varía entre los 4 y 6 días, cuyo principal objetivo es la de reducir la contaminación en las aguas residuales por contacto y posterior asimilación. Generalmente se usa en plantas que solo requieren eliminación de contaminación de origen carbonosa, sin embargo, también pueden llegar a eliminar contaminación por nutrientes como fósforo y nitrógeno. (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Consiste en que los microorganismos para poder llevar a cabo sus funciones vitales requieren energía, la misma que obtienen de transformar la materia orgánica presente en las aguas residuales en productos más simples. Este tratamiento mejora considerablemente la calidad del efluente cuando presenta altas cargas orgánicas.

Las dos principales funciones de los lodos activados son la oxidación de la materia orgánica y su posterior transformación en materia nueva; y la separación de la biomasa que se forma en el agua tratada.

Una parte de los lodos generados son recirculados para mantener una adecuada población de microorganismos y los demás son descartados, estos requieren tratamiento posterior. (Pérez Oddershede, 2010)

Aplicabilidad

Los lodos activados convencionales pueden ser aplicados en aguas residuales domésticas e industriales. Estos pueden ser adaptados de acuerdo a la calidad y cantidad del agua que va a ser tratada.

Eficiencia

Como se mencionó anteriormente, el efluente resultante de los lodos activados presenta una excelente remoción de materia orgánica, por lo que, si se adiciona desinfección resulta en agua de buena calidad. De acuerdo con (Metcalf & Eddy , Inc, 1995), la eficiencia en la remoción de este proceso se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 2 Eficiencia de remoción de Lodos Activados

Fuente: (Metcalf & Eddy, Inc, 1995)

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	85-95%
Sólidos Totales	mg/l	80-90%
Nitrógeno	mg/l	15-50%
Fósforo	mg/l	10-25%
Coliformes fecales	NMP/100 ml	No aplica

De acuerdo a (Pérez Oddershede, 2010) algunas de las ventajas y desventajas que presenta este tratamiento son las siguientes:

Ventajas

- Excelente remoción de cargas contaminante usando poco espacio.
- Se puede adaptar a las distintas condiciones de las aguas residuales.

Desventajas

- Se requiere adicionar desinfección.
- El volumen de producción de lodos es considerable y esto se puede convertir en un problema si no se da un adecuado tratamiento y destino final a estos lodos.



Ilustración 4 Lodos Activados

Fuente: (ISA - Ingeniería y Servicios Ambientales, s.f.)



3.7.4.2. Reactor anaerobio de flujo ascendente

El reactor anaerobio de flujo ascendente o RAFA, es un tipo de tratamiento para depurar las aguas residuales, consta de un tanque que posee un manto de lodo, el cual cumple la función de tratar las aguas que van desde el fondo del tanque hacia arriba conforme pasan a través de este manto. El manto de lodo está conformado por microorganismos en forma de gránulos, lo suficientemente pesados para no ser arrastrados por el flujo ascendente, que descomponen los compuestos orgánicos y como resultado se liberan gases como el metano y el dióxido de carbono. Conforme pasan las semanas de uso se forman grandes gránulos de lodo que actúan como filtros para las partículas que pasan por el manto conforme el efluente va subiendo. Generalmente el RAFA no requiere de tratamiento primario. El efluente que ya fue clarificado se extrae de la parte superior del tanque. (SSWN, 2017)

Aplicabilidad

Este tratamiento ha sido muy usado en aguas residuales urbanas y su uso en comunidades rurales todavía es limitado, debido a que requiere de un suministro constante de energía eléctrica. Su uso en el tratamiento de aguas residuales industriales a gran escala es muy conocido, sin embargo, en el tema de las aguas residuales domésticas es nuevo. (SSWN, 2017)

Eficiencia

Tabla 3 Eficiencia de remoción de RAFA

Fuente: (Martínez Santacruz, Herrera López, Gutiérrez Hernández, & Bello Mendoza, 2015)

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	> 60%
Sólidos Totales	mg/l	>50%
Nitrógeno	mg/l	No aplica
Fósforo	mg/l	No aplica
Coliformes fecales	NMP/100 ml	No aplica

Ventajas

- Alta reducción de DBO.
- Puede llegar a soportar altas tasas de carga orgánica e hidráulica.
- Baja producción de lodo.

Desventajas

- Período inicial largo ya que generar el lodo granulado puede tomar varios meses.
- Requiere una fuente constante de energía eléctrica.
- Escases en repuestos al ser una tecnología relativamente nueva.
- El lodo requiere tratamiento adicional y descarga apropiada.

- El efluente resultante requiere post tratamiento y desinfección.



Ilustración 5 Funcionamiento de un RAFA

Fuente: (Fibras y Normas de Colombia S.A.S, 2017)

3.7.4.3. Filtros Percoladores

El filtro percolador es un tipo de tratamiento secundario aerobio que está formado por un lecho muy permeable con microorganismos a través del cual se filtran las aguas residuales. Este lecho puede estar formado por piedras o plásticos. El efluente previamente tratado al entrar en contacto con las bacterias del lecho reduce la carga contaminante presente. Debido a que se necesita que el agua esté libre de sólidos gruesos es imprescindible la implementación de pretratamiento y tratamiento primario. Una parte del efluente es recirculado para que vuelva a tener contacto con los microorganismos con el objetivo de diluir la concentración del agua. Los filtros percoladores pueden clasificarse de acuerdo a las cargas orgánicas e hidráulicas. (Pérez Oddershede, 2010)

Aplicabilidad

Los filtros percoladores pueden ser usados para tratar aguas domésticas e industriales y de acuerdo a (Menéndez Gutiérrez & Pérez Olmo, 2007) puede ser empleado en lugares con constantes variaciones de temperatura.

Eficiencia en el tratamiento

Tabla 4 Eficiencia de remoción en los Filtros Percoladores

Fuente: (Metcalf & Eddy, Inc, 1995)

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	65-85%
Sólidos Totales	mg/l	60-85%
Nitrógeno	mg/l	15-50%
Fósforo	mg/l	8-12%
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	60-97%

Ventajas

- Poder lograr obtener efluente de alta calidad ya que incluye remoción de coliformes fecales.
- Estabilidad ante las variaciones de carga y concentración del efluente.
- Producción de lodo estable, bien floculado y fácil de decantar.
- Fácil construcción y bajo costo.

Desventajas

- Posibilidad de generar malos olores.
- Riesgo de desarrollo de vectores sanitarios sobre todo en climas cálidos y templados.

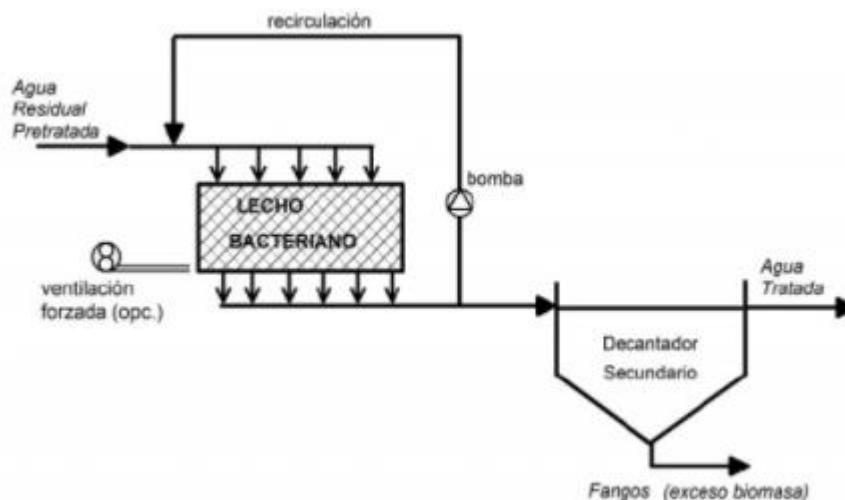


Ilustración 6 Funcionamiento de un filtro percolador

Fuente: (GEDAR - Gestión de Aguas y Residuos, s.f.)



3.7.4.4. Humedal Sub superficial Vertical y Horizontal

Se llaman humedales a los pantanos o superficies que se encuentran cubiertas de agua, ya sean estos naturales o artificiales, en el caso de depuración de aguas residuales, los humedales son poco profundos, sin superar los 6 metros. En estos humedales se desarrolla la vida de diferentes organismos que son los que se encargan de llevar a cabo los procesos físicos y químicos que transforman la materia orgánica, lo que lleva a un depuramiento de las aguas residuales. (Nuevo, 2020)

El humedal superficial vertical consta de un sistema filtrante con vegetación acuática, en donde el agua a ser tratada es vertida desde un punto más alto y fluye de manera vertical hacia el fondo del humedal y ahí es recolectada por una especie de tubo de drenaje. La principal diferencia con los humedales de flujo horizontal aparte de la dirección del flujo, son las condiciones aerobias en las que se desarrollan cada uno de ellos. (SSWM, s.f.)

El humedal de flujo horizontal está formado por grava y arena en donde se encuentra vegetación propia del humedal que conforme el agua fluye en el sentido horizontal, el material que funciona como relleno filtra las partículas y los microorganismos se encargan de degradar la materia orgánica. Se considera fundamental considerar pretratamiento y tratamiento primario para garantizar eficiencia en el tratamiento. (SSWM, s.f.)

Aplicabilidad

De acuerdo con (Nuevo, 2020), el tratamiento es ideal para poblaciones menores a 2000 habitantes, ya que es necesario dividir el humedal en sub unidades para conseguir un buen reparto del agua a tratar, lo que dificulta la operación cuando se necesita un gran número de unidades. Por lo que en este caso específico no puede ser aplicado.

Eficiencia

Tabla 5 Eficiencias de remoción en Humedales

Fuente: (Mena Sanz, 2008)

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	85-90%
Sólidos Totales	mg/l	80-85%
Nitrógeno	mg/l	40-50%
Fósforo	mg/l	40%
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	1-2 (u.log)

Ventajas

- No se requiere de energía, ya que el proceso es en su totalidad natural.
- Disminución de generación de olores y mosquitos.
- Bajos costos de operación y mantenimiento sencillo.



- Alta reducción de DBO, sólidos suspendidos y patógenos.
- Capacidad de nitrificación.

Desventajas

- Requiere mayor área que los sistemas convencionales de depuración.
- Período de inicio largo antes de conseguir su rendimiento óptimo.
- Se necesita implementar desinfección.



Ilustración 7 Ejemplo de Humedal Subsuperficial Vertical

Fuente: (SSWM, s.f.)



Ilustración 8 Ejemplo de Humedal Subsuperficial Horizontal

Fuente: (SSWM, s.f.)



3.7.4.5. Contactores Biológicos Rotativos

Los contactores biológicos son un sistema de tratamiento aerobio en donde se requiere contacto cercano entre el agua residual, la biomasa y el oxígeno; esto se logra debido a que los microorganismos que son los responsables de depurar el agua están adheridos a una base que gira lentamente semi sumergida en un tanque donde se encuentra el agua a tratar. Es necesario que se dé pre tratamiento y tratamiento primario a las aguas. (Gonzalez Valenzuela, 2016)

Aplicabilidad

Para que se dé una correcta aplicación de este tratamiento debido a las condiciones en las que opera, se requiere una fuente de energía constante. Además, a temperaturas menores a 13°C, los rendimientos de la reducción de materia orgánica disminuyen. (Menéndez Gutiérrez & Pérez Olmo, 2007)

De acuerdo con (MARN - Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2016), debido a sus limitaciones estructurales, particularmente respecto a la longitud de los ejes, no es usual que este tratamiento se emplee para poblaciones mayores a 20000 habitantes.

(Menéndez Gutiérrez & Pérez Olmo, 2007) establece que su uso se limita para poblaciones entre los 2000 y 5000 habitantes, porque los costos son muy altos. Por lo que no puede ser aplicado.

Eficiencia en el tratamiento

Tabla 6 Eficiencia de los CBR

Fuente: (Metcalf & Eddy, Inc, 1995)

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	80-85%
Sólidos Totales	mg/l	80-85%
Nitrógeno	mg/l	15-50%
Fósforo	mg/l	10-25%
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	No aplica

Ventajas

- No se requiere mucho espacio para su implementación.
- Facilidad de construcción.
- No necesitan mucha energía pues no es necesario recircular los lodos producidos.
- Baja producción de lodos debido al uso de cultivos fijos.

Desventajas

- Altos costos de mantenimiento, debido a fallas en los ejes de la base.

- Cada cierto tiempo se para el proceso hasta que se produzca una reestructuración de la biopelícula.
- Requiere desinfección para la eliminación de carga bacteriana.

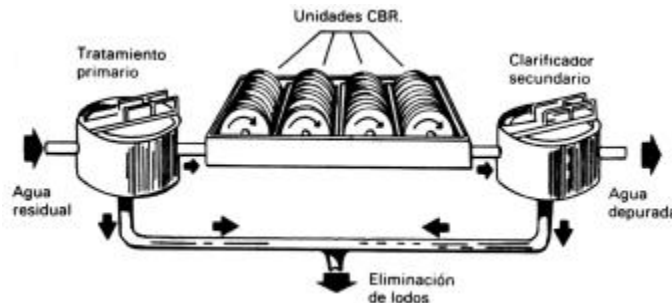


Ilustración 9 Funcionamiento del tratamiento de aguas residuales con CBR

Fuente: (Gonzalez Valenzuela, 2016)

3.7.4.6. Sistema de Lagunas

El sistema de lagunas como su nombre lo dice consiste en un sistema de depuración, donde mediante una laguna o estanque se generan microorganismos que descomponen la materia orgánica. Se considera una buena alternativa debido a que es amigable con el ambiente y requiere de costos relativamente bajos en operación y mantenimiento. Además de que su operación es relativamente sencilla.

El proceso se basa principalmente en distribuir las aguas residuales en varias lagunas en donde el agua reposará por un tiempo definido antes de pasar al siguiente estanque, en este tiempo cada laguna se encargará de degradar los contaminantes, esta degradación se realiza mediante la vía anaerobia y aerobia de manera natural y biológica. Las lagunas consideradas son:

- Lagunas anaerobias
- Lagunas facultativas
- Lagunas de maduración

Generalmente el sistema de lagunas empieza en la laguna anaerobia, pasa por la facultativa y termina en la de maduración. La desventaja principal de este tipo de tratamiento es la superficie y el tipo de terreno en donde se debe emplear las lagunas y hay gran posibilidad de que la emanación de malos olores sea constante. (WikiWater, s.f.)

Aplicabilidad

El sistema de lagunas es adecuado para tratar aguas residuales domésticas e industriales para poblaciones pequeñas o medianas, sin embargo, requiere de un nivel de espacio medio – alto. (Menéndez Guitiérrez & Pérez Olmo, 2007)



Eficiencia

Tabla 7 Eficiencia de las lagunas aerobia

Fuente: (Von Sperling, 2007)

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	80-90%
Nitrógeno	mg/l	30-50%
Fósforo	mg/l	15-25%
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	60-96%

Tabla 8 Eficiencia de las lagunas facultativas

Fuente: (Von Sperling, 2007)

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	75-90%
Nitrógeno	mg/l	30-50%
Fósforo	mg/l	20-60%
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	60-96%

Tabla 9 Eficiencia de las lagunas de maduración

Fuente: (Ortiz Bardales, 2014)

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	70-90%
Nitrógeno	mg/l	30-50%
Fósforo	mg/l	20-60%
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	60-99%

De acuerdo con (Menéndez Gutiérrez & Pérez Olmo, 2007), el sistema de lagunas presenta las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas

- Bajos costos de construcción y operación en relación a otros procesos de tratamiento.
- Operación sencilla.
- Disminución en el volumen de lodos producidos comparando con otros procesos.

Desventajas

- Necesidad de áreas relativamente grandes.
- Riesgo de olores y proliferación de vectores sanitarios.
- Los niveles de amoníaco en el efluente son difíciles de controlar o predecir.

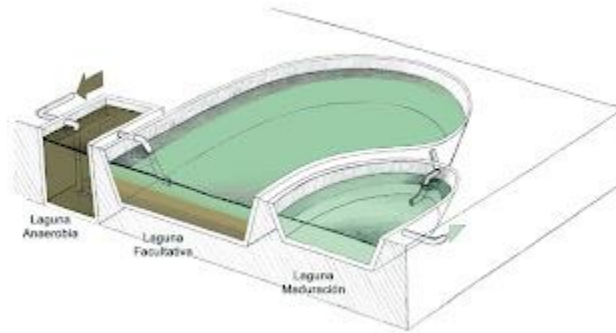


Ilustración 10 Ejemplo de un sistema de lagunas

Fuente: (Fuentes Beltrán, 2011)

3.7.5. Desinfección

De acuerdo con la Norma de Calidad Ambiental y Descarga de Efluentes (Ministerio del Ambiente, 2015), que rige en el país, establece que el efluente a ser descargado a un cuerpo de agua dulce, debe asegurar una remoción del 99.9% de coliformes fecales que ingresan al tratamiento.

Los coliformes fecales representan un riesgo para la salud pública de modo que es necesario contar con un proceso de desinfección que permita una reducción adecuada de los microorganismos patógenos existentes en las aguas servidas.

Dentro de los varios métodos usados para la desinfección de las aguas residuales, de acuerdo con (Pérez Oddershede, 2010) los más aplicados para el caso de los efluentes tratados comprenden la desinfección mediante la aplicación de cloro y la radiación ultravioleta.

3.7.5.1. Desinfección con Cloro

A nivel mundial, los desinfectantes más usados en el tratamiento de aguas residuales domésticas corresponden a los compuestos de cloro. El cloro puede ser suministrado de algunas maneras, entre las más comunes están: hipoclorito sódico, cloro gas, hipoclorito cálcico y dióxido de cloro. El tiempo de contacto resulta entre 15 y 30 minutos. (Abellán Soler, 2014)

De acuerdo con (Pérez Oddershede, 2010) el cloro ayuda a controlar los olores y las condiciones sépticas, así como también el control de algas.

(Pérez Oddershede, 2010) también presenta las siguientes ventajas y desventajas.



Ventajas

- Tecnología conocida, confiable y efectiva debido a su acción frente a un amplio rango de microorganismos.
- Fácil dosificación y control.
- Ayuda con la eliminación de olores.
- En la actualidad la cloración es más eficiente en términos de costo que otras alternativas de desinfección. (Abellán Soler, 2014)

Desventajas

- El cloro residual es tóxico para la vida acuática, por lo que es necesario controlar y monitorear permanentemente las concentraciones. Además, al reaccionar con cierto tipo de materia orgánica llega a formar trihalometanos (THMs), los cuales son identificados como precursores del cáncer.
- El cloro en todas sus formas es corrosivo y tóxico por lo que se deben mantener las condiciones de seguridad adecuadas.
- En caso de necesitar decloración, aumentan los costos en un 20-30%. (Abellán Soler, 2014)

3.7.5.2. Desinfección con radiación UV

El espectro electromagnético con longitud de onda entre 100 y 400 nm comprende la luz UV; de acuerdo con (Pérez Oddershede, 2010) con longitudes de onda entre 200 y 300 nm se produce un daño fotoquímico en el ácido nucleico de los microorganismos, por lo que quedan inactivos. (Abellán Soler, 2014) indica que esta inactivación es máxima a longitudes de onda entre 260-270 nm. De acuerdo con (Environmental Protection Agency (EPA), 1999) con lámparas de baja presión el tiempo de contacto es de aproximadamente 20 a 30 segundos, siempre y cuando los sólidos suspendidos totales del efluente tengan una concentración inferior a 30 mg/l.

Las ventajas de este método de acuerdo con (Abellán Soler, 2014) y (Pérez Oddershede, 2010) son:

- No se añade productos químicos, así como tampoco deja residuos tóxicos en el agua.
- Es un proceso físico que permite eliminar la necesidad de manejo y almacenamiento de productos químicos.
- Se requiere un periodo corto de contacto en comparación con otros desinfectantes.
- La desinfección con luz UV requiere menos espacio.

Por otra parte, las desventajas son:

- Los costos son más elevados en relación con la desinfección con productos de cloro.



- Algunos microorganismos son capaces de recuperarse del daño producido por la radiación UV.
- Se requiere que el efluente tenga como característica física bajos niveles de turbiedad.



4. Metodología del desarrollo

4.1. Caracterización de las aguas residuales

La ciudad de Gualaceo, cuenta con dos descargas directas de aguas residuales al río Santa Bárbara, sin embargo, la más importante y de mayor influencia es la que se ubica en Curantag. Para caracterizar de manera adecuada estas aguas, se realizaron 3 muestreos compuestos de 24 horas, en donde también se midieron caudales.

Según lo que menciona (Metcalf & Eddy , Inc, 1995), el muestreo que se realizó en las aguas residuales debe asegurar que los resultados sean representativos, ya que estos serán la base para los diseños del sistema de tratamiento que sea elegido; por lo que se realizó 3 muestreos compuestos, con intervalos de 1 hora durante 24 horas, el muestreo incluyó la medición del caudal que permitió determinar el caudal medio y máximo horario.

De estos ensayos se realizaron en las siguientes fechas:

- Ensayo 1: miércoles 11 y jueves 12 de agosto.
- Ensayo 2: domingo 22 y lunes 23 de agosto.
- Ensayo 3: domingo 3 y lunes 4 de octubre.

Y de los mismos se obtuvieron los siguientes resultados:



Tabla 10 Resultados de los 3 ensayos realizados en la descarga del lugar de estudio

Elaboración propia

Parámetros	ENSAYO 1 11/08/21	ENSAYO 2 22/08/21	ENSAYO 3 03/10/21
Conductividad (microsiemens/cm)	612	534	592
pH	7.82	7.68	7.51
Nitrógeno Amoniacal (mg/l)	23.52	20.5	27.78
Nitrógeno Orgánico (mg/l)	40.88	6.6	9.4
Nitrógeno Total KJELDAHL (mg/l)	64.4	27.1	37.18
Fósforo Total (mg/l)	4.01	3.96	4.5
DBO (mg/l)	247	226	205
DQO (mg/l)	426.82	404.35	476.78
Sólidos Suspendidos Sedimentables (mg/l)	2	1.8	2.6
Sólidos Totales (mg/l)	466	477	522
Sólidos Totales Fijos (mg/l)	245	204	269
Sólidos Totales Volátiles (mg/l)	221	273	253
Sólidos Disueltos Totales (mg/l)	262	270	329
Sólidos Disueltos Fijos (mg/l)	174	136	197
Sólidos Disueltos Volátiles (mg/l)	88	134	132
Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	204	207	193
Sólidos Suspendidos Fijos (mg/l)	71	68	72
Sólidos Suspendidos Volátiles (mg/l)	133	139	121
Coliformes Totales (NMP/100ml)	1.60E+08	1.60E+08	1.60E+09
E.Coli (NMP/100ml)	3.50E+06	3.40E+06	1.70E+08

Como se puede observar en la tabla 10, los resultados de las diferentes muestras son semejantes, salvo el caso particular del Nitrógeno Orgánico, el mismo que resulta considerablemente con mayor concentración en comparación con los otros ensayos realizados, esto puede indicar la existencia de alguna descarga industrial al alcantarillado.

La temperatura de las aguas residuales medida por EMAPAS G EP en el lugar de la descarga es de 18°C.

Para realizar un análisis de los valores obtenidos en los ensayos, se compararon con los parámetros de las aguas residuales que ingresan a la PTAR de Ucubamba en la ciudad de Cuenca. Estos valores se muestran en la siguiente tabla:



Tabla 11 Resultados de los ensayos en el lugar de descarga y la PTAR de Ucubamba

Elaboración propia

Parámetros	ENSAYO	ENSAYO	ENSAYO	PTAR UCUBAMABA	Unidad
	1 11/08/21	2 22/08/21	3 03/10/21		
pH	7.82	7.68	7.51	7.03	
Nitrogeno Amoniacal	23.52	20.5	27.78	9.5	mg/l
Nitrógeno Orgánico	40.88	6.6	9.4	8.8	mg/l
Nitrógeno Total KJELDAHL	64.4	27.1	37.18	18.3	mg/l
Fósforo Total	4.01	3.96	4.5	3.8	mg/l
DBO	247	226	205	84	mg/l
DQO	426.82	404.35	476.78	192	mg/l
Sólidos Suspendidos Sedimentables	2	1.8	2.6	1.64	mg/l
Sólidos Totales	466	477	522	438	mg/l
Sólidos Suspendidos Totales	204	207	193	170	mg/l
Sólidos Suspendidos Volátiles	133	139	121	85	mg/l
Coliformes Totales	1.60E+08	1.60E+08	1.60E+09	1.13E+07	NMP/100 ml

Al comparar los valores de los parámetros de las aguas residuales proporcionados por laboratorio con los de la PTAR de Ucubamba, que se encuentran en la tabla 11, se puede decir que el valor en cuanto a concentración respecta en coliformes totales, sólidos suspendidos totales, DBO₅, DQO y nitrógeno, las aguas residuales de Gualaceo tienen mayor concentración de agentes contaminantes. En el caso del nitrógeno amoniacal, como se observa en la tabla anterior la concentración obtenida en los ensayos es de 2 a 3 veces mayor que la que reporta la PTAR de Ucubamba, esto se debe a la descomposición de materiales proteicos, de acuerdo con (Cárdenas Calvachi & Sánchez Ortiz, 2013) cuando la contaminación se produce por fertilizantes inorgánicos pueden encontrarse gran cantidad de nitritos y nitratos. Esto es un punto importante a tomar en consideración por lo que deberán realizarse los estudios respectivos a fin de determinar el motivo de este incremento de concentración.

Continuando con el análisis de las características de las aguas residuales de la ciudad de Gualaceo, si comparamos las tablas 10 y 12, de acuerdo a (Ferrer Medina, 2015) el valor de DBO₅ registrado en los tres muestreos, clasifica a estas aguas residuales en el rango de CONTAMINACIÓN MEDIA, por lo que establece que pueden ser aptas para cualquiera de los siguientes tratamientos:



- Lodos activados (FA)
- Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)
- Filtros Percoladores (FP)
- Humedal Sub Superficial Vertical (HSSV)
- Humedal Sub Superficial Horizontal (HSSH)
- Contactores Biológicos rotativos (CBR)
- Sistema de Lagunas (LA)

Tabla 12 Clasificación de las líneas de tratamiento según su capacidad de adaptación al grado de contaminación de las aguas residuales

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

Tipo de Agua Residual	Tecnologías		
	Muy Adecuada	Adecuada	Menos Adecuada
Contaminación fuerte (DBO ₅ 300-500 mg/L)	FA/RAFA-FP	HSSV/FP/CBR	LA/HSSH
Contaminación media (DBO ₅ 150-300 mg/L)	Todos los tratamientos son adecuados		
Contaminación débil (DBO ₅ < 150 mg/L)	LA/HSSV/HSSH/FP/CBR	RAFA-FP	FA

Por otro lado, si nuevamente se comparan las tablas 10 y 13, según (Tapote Jaume, 2013) la composición de las aguas residuales de la ciudad de Gualaceo, están dentro de los valores típicos de agua residual urbana con concentración media.



Tabla 13 Composición Típica de una Agua Residual Urbana

Fuente: (Tapote Jaume, 2013)

COMPOSICIÓN TÍPICA DE UNA AGUA RESIDUAL URBANA				
PARÁMETRO	CONCENTRACIÓN (mg/L)			
	Fuerte	Media	Débil	
Sólidos Totales (ST)	1200	700	350	
Fijos	600	350	175	
Volátiles	600	350	175	
Sólidos en Suspensión (SS) (SS sedimentables + SS coloidales)	350	200	100	
Fijos (SSF)	75	50	30	
Volátiles (SSV)	275	150	70	
SS Sedimentables (SSs)	20	10	5	
SS coloidales (SSc)	330	190	95	
Sólidos Disueltos (SD)	850	500	250	
Fijos	525	300	145	
Volátiles	325	200	105	
Demanda Bioquímica de Oxígeno a 5 día (DBO ₅)	400	220	110	
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	1000	500	250	
Carbono Orgánico Total (COT)	290	160	80	
Nitrógeno total (NT)	85	40	20	
Nitrógeno Total Kjeldnhl (NTK)	85	40	20	
Nitrógeno Orgánico (N-NO)	35	15	8	
Nitrógeno Amoniacal (N-NH ₃)	50	25	12	
Nitritos (NO ₂ -)	0	0	0	
Nitratos (NO ₃ -)	0	0	0	
Fósforo total (PT)	15	8	4	
Fósforo Orgánico (PO)	5	3	1	
Fósforo Inorgánico (PI)	10	5	3	
Cloruros	100	50	30	
Alcalinidad (como CaCO ₃)	200	100	50	
Grasas	150	100	50	



Finalmente, al revisar la bibliografía de (Marín Galva, 2016), los valores de los parámetros de la tabla 10, con los de la tabla 14, coinciden, por lo que se concluye que las características de las aguas residuales en la ciudad de Gualaceo, encajan en las de un agua residual doméstica no tratada con carga media.

Tabla 14 Características de las Aguas Residuales no tratadas

Fuente: (Marín Galva, 2016)

Parámetro	Concentración		
	Carga Fuerte	Carga Media	Carga Débil
Sólidos totales	1200	720	350
Sól. Disueltos totales	850	500	250
Sól. En suspensión totales	350	220	100
Sólidos sedimentables	20	10	5
D.B.O	400	220	110
C.O.T	290	160	80
D.Q.O	1000	500	250
Nitrógeno total	85	40	29
Nitrógeno orgánico	35	15	8
Amoniaco	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo total	15	8	4
Fósforo orgánico	5	3	1
Fósforo inorgánico	10	5	3
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad	200	100	50
Grasas	150	100	50
Coliformes fecales	10^6 - 10^8		10^5 - 10^7

4.1.1. Límites de Descarga de aguas residuales a un Cuerpo de Agua Dulce

Debido a los efectos que pueden causar algunos de los componentes de las aguas residuales al cuerpo receptor, esto se vuelve objeto de regulación, por lo que de acuerdo al (Ministerio del Ambiente, 2015), **en la NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES AL RECURSO AGUA**, los límites permisibles para la descarga de aguas residuales, son los que se indican en la tabla 15.



Tabla 15 Parámetros de las aguas residuales en la ciudad de Gualaceo y los Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Fuente: (Ministerio del Ambiente, 2015).

Parámetros	ENSAYO	ENSAYO	ENSAYO	LÍMITES DE DESCARGA	Unidad
	1	2	3		
	11/08/2	22/08/2	03/10/2		
	1	1	1		
Nitrogeno Amoniacal	23.52	20.5	27.78	30	mg/l
Nitrógeno Total KJELDAHL	64.4	27.1	37.18	50	mg/l
Fósforo Total	4.01	3.96	4.5	10	mg/l
DBO	247	226	205	50	mg/l
DQO	426.82	404.35	476.78	100	mg/l
Sólidos Totales	466	477	522	1600	mg/l
Sólidos Suspendidos Totales	204	207	193	80	mg/l
Coliformes Totales	1.60E+08	1.60E+08	1.60E+09	Remoción al 99%	NMP/100 ml
E.Coli	3.50E+06	3.40E+06	1.70E+08	Remoción al 99%	NMP/100 ml

En la tabla 15, se puede apreciar que los valores de los parámetros de la descarga de Gualaceo, al compararse con los valores límites de descarga a un cuerpo de agua dulce que se indica en **LA NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES AL RECURSO AGUA**, (Ministerio del Ambiente, 2015), los parámetros DBO, DQO, sólidos suspendidos totales, coliformes totales y E. Coli rebasan el límite permitido, por lo que se establece que se necesita tratar las aguas residuales.

4.2. Caracterización del Cuerpo Receptor

De acuerdo con el Informe Fase I correspondiente a los Planes Maestros de Alcantarillado de la Ciudad de Gualaceo, se realizó un monitoreo en noviembre del 2004, de donde se reporta un caudal medio de 9 m³/s. El estudio también presenta en el informe un análisis de caudales mínimos para diferentes periodos de retorno, el mismo que se puede observar en la siguiente tabla:



Tabla 16 Caudales mínimos del río Santa Bárbara para diferentes periodos de retorno

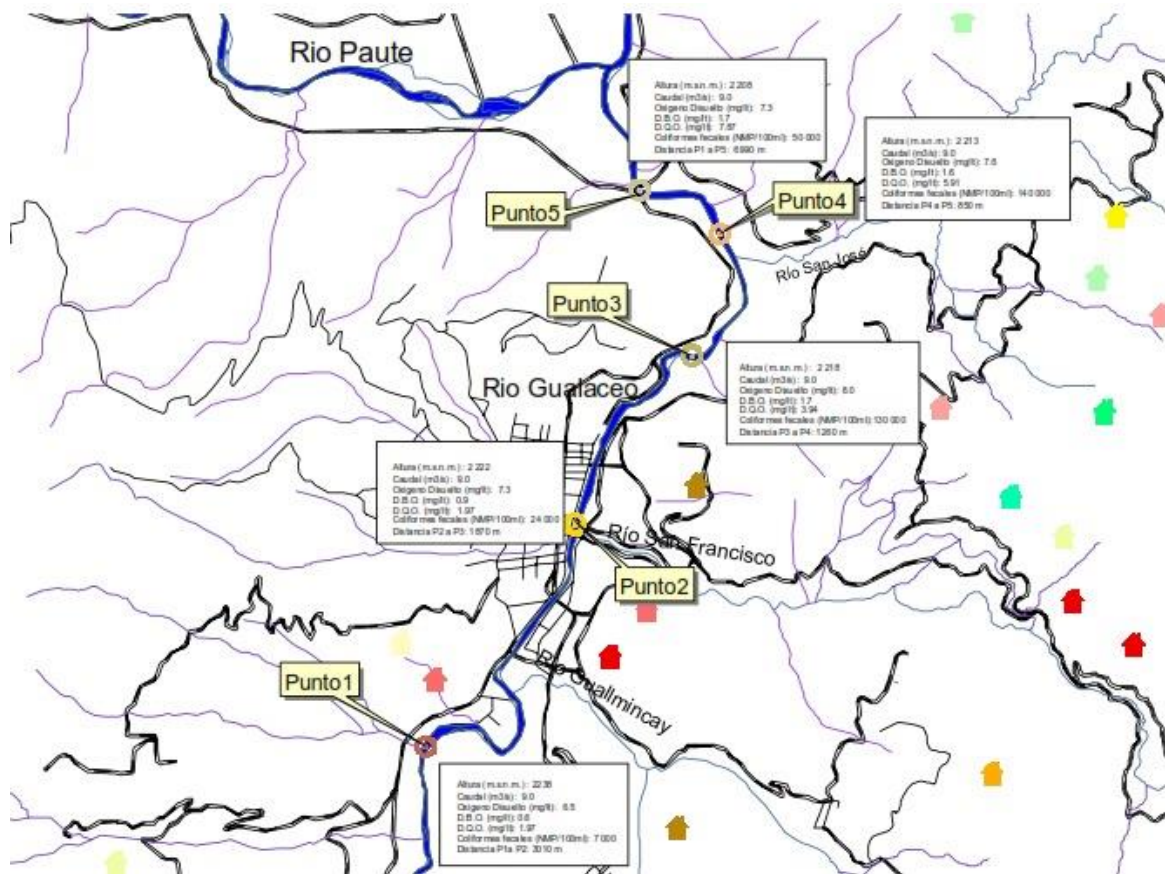
Fuente: (Jerves Cobo, 2006)

T (años)	Caudales mínimos diarios (m³/s)	Caudales mínimos de 7 días (m³/s)
2	2.23	2.303
5	1.36	1.405
10	0.941	0.972
20	0.619	0.639
50	0.299	0.309
100	0.114	0.118

Para el monitoreo mencionado el consultor estableció 5 lugares representativos a lo largo del río:

- i) Río Santa Bárbara en el sector Nallig.
- ii) Río Santa Bárbara luego de la unión con el río San Francisco.
- iii) Río Santa Bárbara en el tramo correspondiente a la Av. Tocteshi.
- iv) Río Santa Bárbara sector San José (Junto a Ecuagenera).
- v) Río Santa Bárbara junto al puente de Cértag.

En el siguiente grafico se presenta un esquema, en el cual se muestra la ubicación y características de los puntos de muestreo detallados anteriormente.



Esquema 1 Puntos de muestreos en el río Santa Bárbara

Fuente: (Jerves Cobo, 2006)

De donde se presentan los siguientes resultados:

Tabla 17 Caracterización del río Santa Bárbara en distintos puntos

Fuente: (Jerves Cobo, 2006)

Parámetro	Unidades	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5
DBO5	mg/l	0.60	0.90	1.70	1.60	1.70
DQO	mg/l	1.97	1.97	3.94	5.91	7.87
Fósforo Total	mg/l	<0.01	0.01	0.14	0.03	0.03
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	0.00	0.00	0.006	0.06	0.06
Nitrógeno Orgánico	mg/l	0.11	0.11	0.34	0.46	0.034
Oxígeno Disuelto	mg/l	6.50	7.30	8.00	7.60	7.30
Coliformes Totales	NMP/100 ml	7.0E+04	2.4E+04	1.3E+05	5.0E+05	1.7E+05
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	7.0E+03	2.4E+04	1.3E+0.5	1.4E+05	5.0E+04



De acuerdo con lo presentado en la tabla 17, para el presente estudio se considera que los resultados mostrados para el punto 2 de monitoreo representan, en el mejor de los casos, la calidad de agua del río en el cual se descarga actualmente las aguas residuales provenientes de la ciudad.

Se considera que los usos que se da actualmente al río son los siguientes:

- Abastecimiento de agua para la agricultura.
- Abastecimiento de agua para ganado y vida silvestre.
- Desarrollo de la vida acuática.
- Actividades de contacto primario (Natación, lavado de ropa).
- Navegación deportiva.

Tomando en consideración estos usos, los requerimientos mínimos de calidad de agua conforme a la normativa TULSMA vigente en el país (Ministerio del Ambiente, 2015) son:

- Coliformes Totales con contacto primario: <2000 NMP/100ml.
- Coliformes Fecales con contacto secundario: <200 NMP/100ml.
- Oxígeno disuelto: >80% $O_{sat}=6.2$ mg/l.

A fin de analizar la necesidad de tratamiento secundario, sin considerar que aguas arriba existe la descarga de aguas residuales al río Santa Bárbara por parte de las ciudades Chordeleg y Sigsig, a continuación, se realiza un balance de masas:

- **Balance de masas en función a la población esperada por EMAPAS G EP en el año 2050 con respecto al caudal medio del río Gualaceo proporcionado por EMAPAS G EP**

$$DBO_m = \frac{Q_{mAR} * DBO_{5AR} + Q_{río} * DBO_{5río}}{Q_{mAR} + Q_{río}} = 4.47 \text{ mg/l}$$

Donde:

Q_{mAR} : Caudal de aguas residuales para el año 2050 (l/s) = 132.33 l/s

DBO_{5AR} : Concentración de DBO5 en aguas servidas para el año 2050 (mg/l) = 247 mg/l

$Q_{río}$: Caudal medio del cuerpo receptor (l/s) = 9000 l/s

$DBO_{5río}$: Concentración de DBO5 en el cuerpo receptor (mg/l) = 0.9 mg/l

DBO_m : Concentración de DBO5 en la mezcla

Como se observa en la tabla 17, la concentración de oxígeno disuelto disponible en el punto 2 es de 7.30 mg/l, por lo que la concentración de oxígeno disuelto posterior a la descarga resulta ser de 3.02 mg/l. De acuerdo a la normativa TULSMA se requiere 6.2 mg/l, por lo que la cantidad oxígeno disuelto disponible luego de la descarga, en el caso más favorable



para el río Santa Bárbara, es insuficiente para los usos en los que es requerido, de manera que se necesita depurar las aguas residuales antes de su descarga.

4.3. Período de Diseño

De acuerdo con la normativa (INEN, 1992) se debe considerar un período de diseño entre 20 y 30 años y tomando en cuenta que EMAPAS G EP, cuenta con un Plan Maestro de Agua Potable para el año 2050, el mismo que ya se encuentra en ejecución de acuerdo con la planificación existente, por lo que, tomando en cuenta que el terreno para la PTAR fue adquirido en una administración anterior, se considera un período de diseño de 30 años.

4.4. Población de Diseño

Para el presente trabajo se ha tomado el estudio poblacional realizado en el 2015 en el Plan Maestro de Agua Potable “Gualaceo 2050”. Cabe mencionar que todas las proyecciones poblacionales se obtuvieron en base a los datos proporcionados por el INEC, en el censo del 2001 y 2010.

4.4.1. Crecimiento Poblacional

Se analiza con el objetivo de determinar una tendencia de crecimiento a futuro, tanto para los hombres como las mujeres.

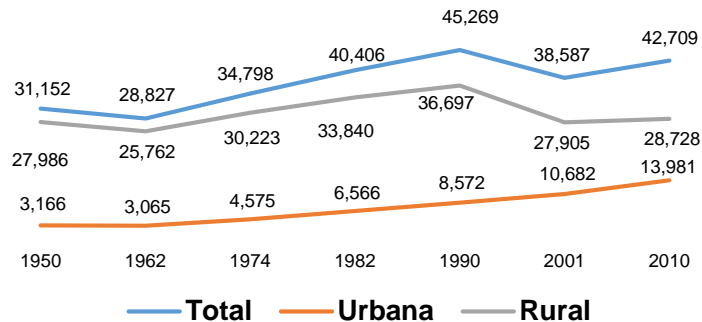


Gráfico 1 Población del Cantón Gualaceo, según el censo 1950-2010.

Fuente: EMAPAS G-EP

La proyección poblacional realizada por el equipo consultor para el Plan Maestro de Agua Potable, dividió a la ciudad de Gualaceo en 5 zonas, obteniendo los siguientes resultados:



Tabla 18 Proyecciones poblacionales de la Parroquia Gualaceo.

Fuente: EMAPAS G-EP

PARROQUIA	ZONA	SECTOR	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Gualaceo	1	1	472	515	562	613	669	729	795
		2	585	638	696	760	829	904	986
		3	369	402	439	479	522	569	621
		4	389	424	463	505	551	601	655
		5	509	555	606	661	721	786	858
		6	435	475	518	565	616	672	733
		7	395	431	470	513	559	610	665
		8	560	611	667	727	793	865	944
		9	568	619	675	736	803	876	956
		Total	4.283	4.672	5.096	5.558	6.063	6.613	7.213
	2	1	406	443	483	526	574	626	683
		2	585	638	696	760	829	904	986
		3	402	439	478	522	569	621	677
		4	521	568	620	676	738	805	878
		5	422	461	503	548	598	652	711
		6	349	380	415	452	493	538	587
		7	470	513	559	610	665	726	791
		8	546	596	650	709	773	843	920
		9	281	306	334	364	397	434	473
		Total	4.458	4.863	5.304	5.785	6.310	6.883	7.508
	3	1	352	384	419	457	498	544	593
		2	426	465	507	553	603	658	717
		3	263	287	313	341	372	406	443
		4	408	445	486	530	578	630	687
		5	332	362	395	431	470	513	559
		6	410	448	488	533	581	634	691
		7	499	544	593	647	706	770	840
		8	327	357	389	425	463	505	551
		9	333	363	396	432	472	514	561
		Total	3.350	3.654	3.986	4.348	4.742	5.173	5.642
	4	1	421	459	501	547	596	650	709
		2	326	356	388	423	461	503	549
		3	391	427	466	508	554	604	659
		4	416	454	495	540	589	643	701
		5	607	662	722	787	859	937	1.022
		6	463	505	551	601	655	715	779
		7	384	419	457	499	544	593	647
		8	302	330	360	392	428	467	509
		9	585	638	696	760	829	904	986
		Total	4.542	4.955	5.404	5.895	6.430	7.013	7.650
	5	1	242	263	287	313	342	373	407
		2	190	208	226	247	269	294	321
		3	313	341	372	406	443	483	527
		4	201	219	239	261	285	310	339



		5	352	384	419	457	498	544	593
		6	324	353	385	420	458	500	545
		7	406	443	483	526	574	626	683
		8	252	275	300	327	357	389	425
		9	322	352	384	418	456	498	543
		10	186	202	221	241	263	287	313
		11	195	213	232	253	276	301	329
		12	447	488	532	581	633	691	753
		13	205	223	243	266	290	316	345
		14	416	454	495	540	589	643	701
		15	209	228	249	272	296	323	353
		16	250	273	297	324	354	386	421
		17	262	285	311	340	371	404	441
		18	252	275	300	327	357	389	425
		19	232	253	276	301	328	358	391
		20	267	291	317	346	377	411	449
		21	119	130	142	154	168	184	200
		22	328	358	391	426	465	507	553
		23	249	271	296	323	352	384	419
		24	87	95	103	113	123	134	146
		25	194	212	231	252	275	299	327
		26	124	135	147	161	175	191	208
		27	325	354	386	422	460	501	547
		28	113	123	134	147	160	175	190
		29	300	327	357	389	424	463	505
		30	217	236	258	281	307	334	365
		31	170	186	202	221	241	263	287
		32	163	178	194	212	231	252	274
		33	136	148	161	176	192	209	228
		34	117	127	139	151	165	180	196
		35	167	182	198	216	236	257	281
		36	195	213	232	253	276	301	329
		37	170	186	202	221	241	263	287
		38	118	128	140	153	167	182	198
		39	65	71	78	85	93	101	110
		Total	8.878	9.684	10.562	11.521	12.567	13.707	14.951
	TOTAL		25.512	27.827	30.353	33.107	36.112	39.389	42.964

La población que EMAPAS G EP, de acuerdo con los planes maestros de agua potable, proyecta brindar los servicios de agua potable y saneamiento para el año 2050 es de 42964 habitantes.

4.5. Caudales de Diseño de las Aguas Residuales

4.5.1. Caudales medidos en el ensayo

A la par de que se realizó el muestreo compuesto, se tomaron datos de los caudales que se descargan, este registro se realizó mediante un vertedero triangular que se colocó en el canal de descarga de aguas residuales, con sección rectangular de 1.5 metros de ancho y 1.8 metros de alto. El vertedero triangular, con vértice a 15 centímetros del fondo del canal



obliga el remanso de agua, con el objetivo de que el agua pase por la abertura triangular que tiene la estructura, lo que permite obtener mediciones de la altura de agua sobre el vértice del vertedero.

Para el cálculo de los caudales que pasan por el vertedero se procede a usar la ecuación de James Thomson (1861).

$$Q = 1.4 H^{2.5}$$

Donde:

$$Q = \text{Caudal} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

$H = \text{Altura de agua (m)}$

Con los anterior mencionado, obtuvieron los siguientes resultados.

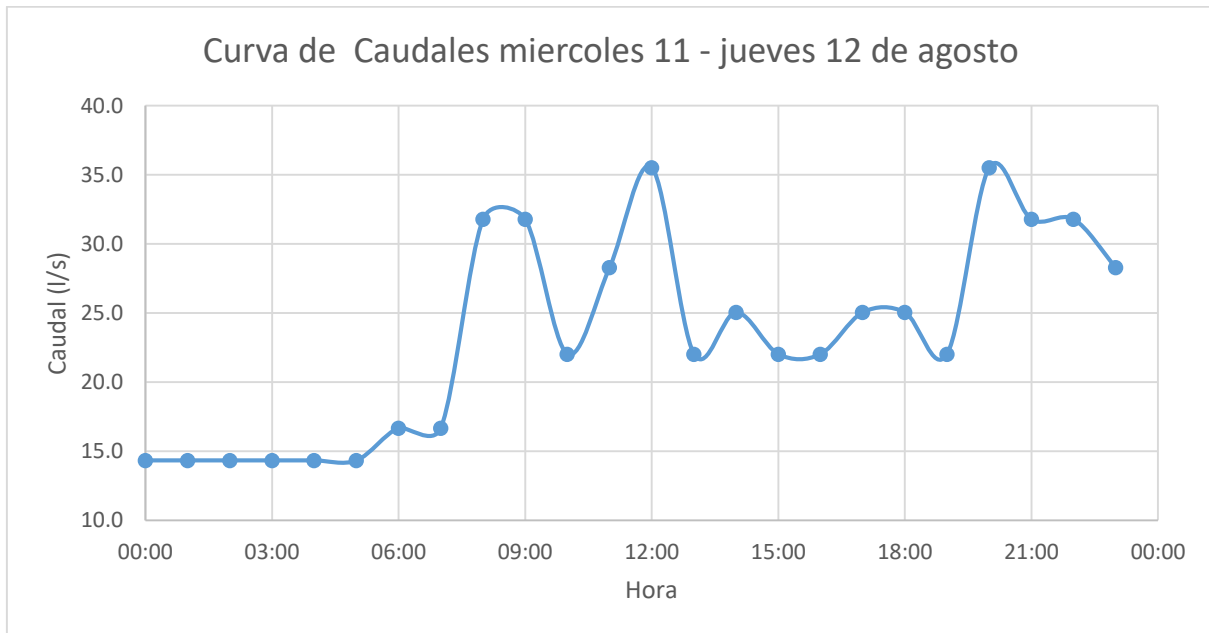


Gráfico 2 Curva de caudales correspondiente al primer ensayo en la descarga de la ciudad de Gualaceo

Elaboración propia

Tabla 19 Caudales obtenidos en el primer ensayo

Elaboración propia

qmd	23.3	l/s
QMH	35.5	l/s
QminH	14.3	l/s
k2	2.4	
k3	0.265	

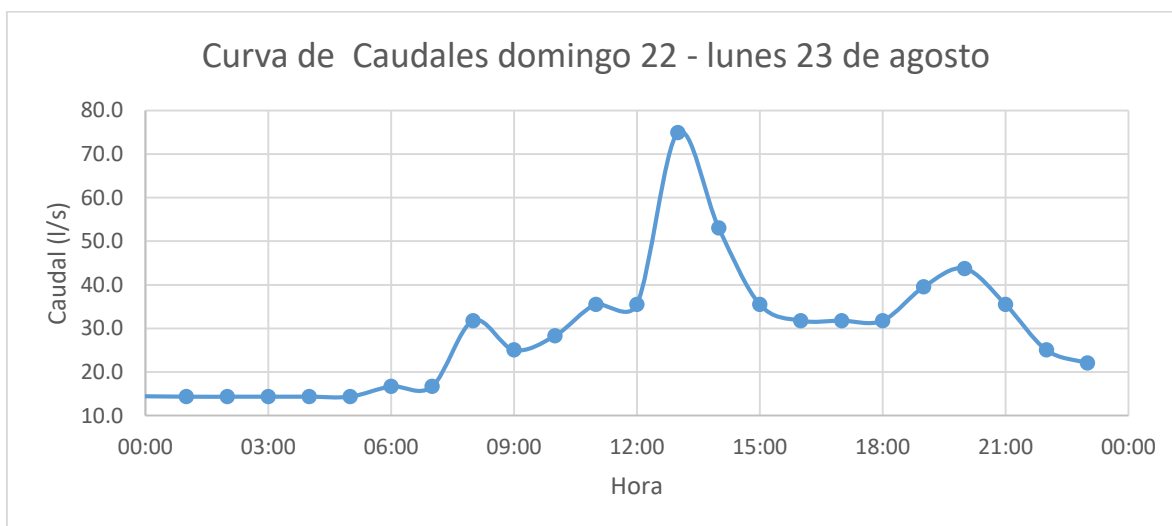


Gráfico 3 Curva de caudales correspondiente al segundo ensayo en la descarga de la ciudad de Gualaceo

Elaboración propia

Tabla 20 Caudales obtenidos en el segundo ensayo

Elaboración propia

qmd	29.3	l/s
QMH	74.9	l/s
QminH	14.3	l/s
k2	4.05	l/s
k3	0.16	l/s

En este muestreo se presentó una leve lluvia entre las 11:40 hasta aproximadamente la 13:00.

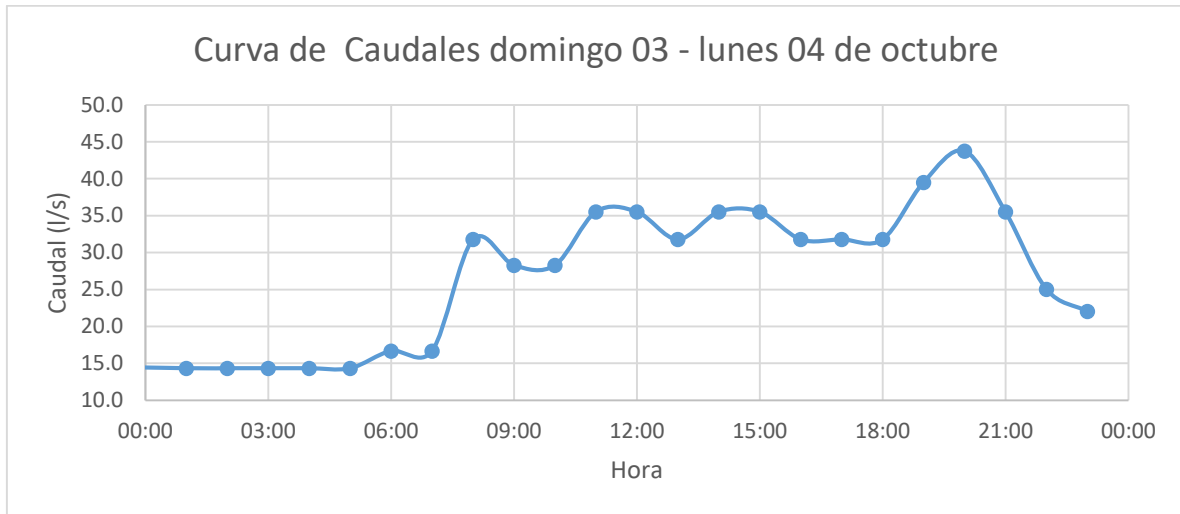


Gráfico 4 Curva de caudales correspondiente al tercer ensayo en la descarga de la ciudad de Gualaceo

Elaboración propia

Tabla 21 Caudales obtenidos en el tercer ensayo

Elaboración propia

qmd	26.9	l/s
QMH	43.8	l/s
QminH	14.3	l/s
k2	2.34	l/s
k3	0.2	l/s

Donde:

qmd corresponde a: caudal medio diario sanitario + el caudal de infiltración + aguas ilícitas.

QMH corresponde a: caudal máximo horario sanitario + el caudal de infiltración + aguas ilícitas.

QminH corresponde a: caudal mínimo horario sanitario + el caudal de infiltración + aguas ilícitas.

k1 corresponde al coeficiente de mayoración diario, debido a la variación entre el caudal sanitario medio del día máximo y el caudal sanitario medio anual. Este no pudo ser obtenido en los muestreos realizados debido a que para obtener este coeficiente es necesario realizar mediciones continuas durante un año.

k2 corresponde al coeficiente de mayoración horario debido a las variaciones de caudal sanitario.



k3 corresponde al coeficiente correspondiente al caudal mínimo horario sanitario debido a las variaciones de caudal correspondientes.

El caudal medio sanitario correspondiente a los días miércoles 11 y jueves 12 de agosto es igual a 9 l/s, de acuerdo con los datos obtenidos de EMAPAS G EP la dotación establecida es de 160 l/hab/día. De acuerdo con los registros, obtenidos por EMAPAS G EP, existen 3.98 personas por cada usuario que registra la empresa, a esta descarga aportan 4166 usuarios, utilizando un coeficiente de retorno de 0.8, el caudal sanitario medio esperado resulta ser 24.56 l/s. Debido a la gran diferencia entre el caudal medido y el caudal esperado, se establece que el caudal medio sanitario obtenido de los ensayos no puede ser considerado para el dimensionamiento de la PTAR.

4.5.2. Dotación

Para la obtención de la dotación, se usó datos proporcionados por la EMAPAS-G EP, en donde se determinó que cuentan con 4961 usuarios de agua potable, lo que con una facturación mensual de agua promedio de 90380 m³, se determina una dotación de 160 l/hab/día en la actualidad. De acuerdo a los Planes Maestros de Agua Potable "Gualaceo 2050", la dotación proyectada para el año 2050 es de 240 l/hab/día, lo cual resulta ser un valor elevado, por lo que se adopta un valor de 190 l/hab/día para el año 2050, que corresponde a poblaciones entre 5000 y 50000 habitantes para clima templado de acuerdo con (Bayas Urquiza , 2018).

4.5.3. Caudal medio de aguas residuales domésticas

El caudal medio se calcula de la siguiente manera:

$$Q_m \text{ AR Domésticas} = \frac{P \times D \times R}{86400}$$

Donde:

P = Población al final del período de diseño

D = Dotación $\left(\frac{L}{\text{habitante día}} \right)$

R = Coeficiente de Retorno

Con una población correspondiente al año 2020 y 2050, el caudal medio de aguas residuales, usando un coeficiente de retorno de 0.8 y con una dotación de 160 l/hab/día y 190 l/hab/día tanto para el año 2020 y 2050; es de:



$$Q_m \text{ AR Domésticas (2020)} = 37.8 \text{ l/s}$$

$$Q_m \text{ AR Domésticas (2050)} = 75.58 \text{ l/s}$$

4.5.4. Coeficientes de Variación de Caudal

Debido a que las aguas residuales tienen algunas variaciones en su caudal a lo largo del día, semana, mes o incluso año; existen algunos coeficientes que pueden ser usados para maximizar o minimizar estos caudales, estos coeficientes son:

- K1: Coeficiente máximo para el día con el mayor consumo de agua

Este coeficiente no pudo ser obtenido en los ensayos debido a que no se cuenta con los registros suficientes, por lo tanto de acuerdo con (Arocha R, 1983), el coeficiente de mayoración K1, se selecciona de acuerdo a:

Tabla 22 Coeficientes de mayoración

Fuente: (Arocha R, 1983)

Hasta 20000 habitantes	3.00
De 20001 a 75000 habitantes	2.25
De 75001 a 200000 habitantes	2.00
De 200001 a 500000 habitantes	1.60
Mayor de 500000 habitantes	1.50

Según la tabla 22, el k1 correspondiente a la población proyectada de la ciudad es de 2.25. De modo que el caudal máximo diario para el 2020 y 2050 corresponde a:

$$Q \text{ max diario (2020)} = 85.4 \frac{l}{s}$$

$$Q \text{ max diario (2050)} = 170.06 \frac{l}{s}$$

- K2: Coeficiente máximo para la hora con el mayor consumo de agua

De acuerdo a las mediciones realizadas en los ensayos, el coeficiente K2 es:

$$K2 = 2.4$$



Por lo tanto, el caudal máximo horario tanto para el año 2020 y 2050 es de:

$$Q \text{ máximo horario AR Domésticas (2020)} = 90.71 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ máximo horario AR Domésticas (2050)} = 181.4 \text{ l/s}$$

- K3: Coeficiente máximo para la hora con el menor consumo de agua

Para el caso de K3, de igual manera de acuerdo a las mediciones registradas, el valor es de:

$$K3 = 0.2$$

$$Q \text{ mínimo horario AR Domésticas (2020)} = 7.56 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ mínimo horario AR Domésticas (2050)} = 15.12 \text{ l/s}$$

4.5.5. Caudal de aguas residuales industriales

De acuerdo a lo que señala (Von Sperling, 2007), los afluentes de las industrias son de mucha importancia ya que pueden afectar de manera significativa la composición de las aguas residuales, es por eso que se recomienda en caso de tener industrias, caracterizar y monitorear cada una de ellas. Sin embargo, en la actualidad no se localizan industrias significativas en la ciudad de Gualaceo y se prevé que, por la cercanía con la ciudad de Cuenca, en un futuro tampoco se dará un desarrollo mayor en este ámbito, pero si en el caso de esto suceder se recomienda tener constante monitoreo para asegurar que las aguas que provienen de industrias cumplan con la norma de descarga al sistema de alcantarillado.



4.5.6. Caudal de aguas de infiltración y escorrentía

Por lo general, las aguas de infiltración logran ingresar al sistema de alcantarillado y se mezclan con las aguas residuales domésticas, estas aguas provienen principalmente de agua que se encuentra en el subsuelo que ingresa por las juntas mal colocadas o los pozos de revisión.

Para facilitar la depuración de las aguas residuales, estas deben recolectarse por separado de las aguas lluvia; sin embargo, en la ciudad de Gualaceo, al tener alcantarillado combinado, las aguas lluvia recolectadas por los sumideros, incluyendo las conexiones de los domicilios correspondientes a aguas lluvia ingresan al drenaje de las aguas residuales; así como también el agua de las quebradas que ingresa al sistema de alcantarillado.

Se recomienda a EMAPAS G EP, que se tome en consideración diferentes maneras de manejar el drenaje urbano como por ejemplo los SUDS (Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible) como pueden ser los pavimentos porosos, techos verdes, estanques de tormenta. Debido a que, si en la actualidad las aguas lluvia ya son un problema de consideración para el sistema de alcantarillado, en un futuro implicará un impedimento para que el método de tratamiento adoptado sea implementado con éxito.

En este caso específico se atribuye la mayor parte de las aguas de infiltración al nivel freático de la zona. Se observa en los gráficos 2,3 y 4, que durante la madrugada los caudales mínimos registrados son iguales, por lo que se considera que tanto las aguas de infiltración y de escorrentía que provienen de quebradas que ingresan al sistema de alcantarillado corresponden al caudal de 14.3 l/s. Se revisó algunos tramos de la red de alcantarillado, donde se constató que existe ingreso de agua por nivel freático y quebradas, es por eso que el dato obtenido de caudal en horas de la madrugada, en donde el aporte de aguas residuales domésticas es poco o nulo, se asume como caudal de infiltración y escorrentía.

$$Q \text{ Infiltración} + \text{escorrentía} = 14.3 \text{ l/s}$$

Este caudal corresponde a un área de aporte de 132.86 Ha, de acuerdo al catastro de alcantarillado proporcionado por EMAPAS G EP, por lo que, al obtener un valor de caudal de infiltración más escorrentía por hectárea, este es de:

$$Q \text{ Infiltración} + \text{escorrentía} = \frac{14.3 \frac{\text{l}}{\text{s}}}{132.86 \text{ Ha}} = 0.11 \text{ l/s/Ha}$$

De acuerdo con la (EMAAP-Q, 2009) los valores en cuanto a caudales de infiltración oscilan entre 0.05 y 0.4 l/s/Ha, motivo por el cual este valor se puede considerar dentro de los rangos recomendados por la literatura.



Cabe recalcar, que el valor obtenido corresponde al área que descarga sus aguas residuales en el sitio de descarga en estudio, sin embargo, al otro lado del río existe otra pequeña población que en un futuro se va a incrementar y que también tendrán como destino final de sus aguas residuales la PTAR de Curantag. En la actualidad esta pequeña población descarga sus aguas residuales directamente al río. Es por esto que tomando en cuenta que la zona presenta las mismas condiciones tanto en el tipo de población, como en relieve e infraestructura de alcantarillado, se asume que esta zona tendrá el mismo caudal de infiltración por hectárea que fue obtenido anteriormente para la zona de estudio.

Para poder estimar el valor del caudal de infiltración y escorrentía que se va a tener en el año 2050, mediante el catastro de alcantarillado se revisó las áreas que EMAPAS G EP, tiene proyectado como aporte en un futuro con el objetivo de que el 100 % de la población servida de agua potable tenga acceso al sistema de alcantarillado. Estas áreas están divididas en algunos sectores:

- Área actual de aporte Curantag: 132.86 Ha
- Área de aporte de la red diseñada Mercado Nuevo: 70.34 Ha
- Área de aporte de la red diseñada Ayaloma: 24.18 Ha
- Área de aporte de la red diseñada Chiquintur: 81.25 Ha
- Área de aporte de la red diseñada Ignacio Jaramillo y Guzhalan: 207.21 Ha

En la ilustración 11, se puede observar que las áreas encerradas en azul son las proyectadas y las que están en rojo son las existentes.

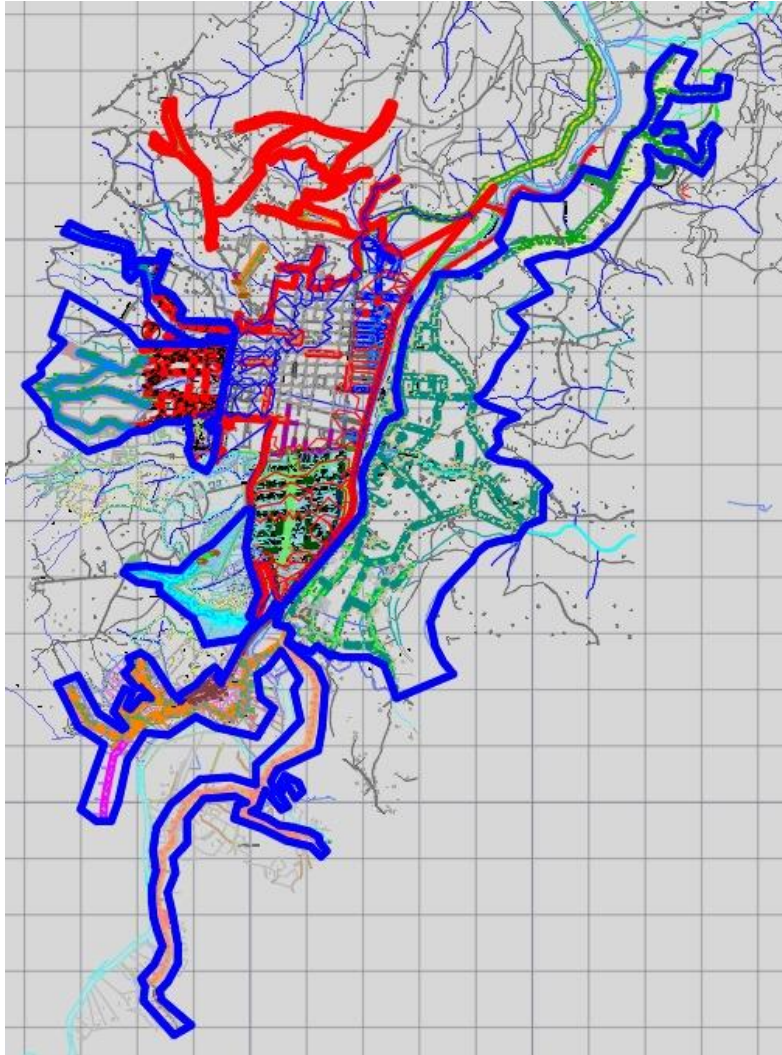


Ilustración 11 Áreas de aporte tomadas en cuenta para el caudal de infiltración

Elaboración propia

Lo que da un área de aporte futura de 515.83 Ha, con este valor se logra tener un valor de caudal de infiltración y escorrentía para el año 2050, el mismo que es de:

$$Q \text{ Infiltración} + \text{escorrentía} (2050) = \frac{0.11 \frac{l}{s}}{Ha} * 515.83 = 56.74 l/s$$

4.5.7. Caudal de Diseño

El caudal de diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales es de:



Q medio diario (2050) = Q medio diario AR Domésticas + Q Infiltración y escorrentía

$$Q \text{ medio diario (2050)} = 75.58 \frac{l}{s} + 56.74 \frac{l}{s}$$

$$Q \text{ medio diario (2050)} = 132.33 \frac{l}{s}$$

Q max diario (2050) = Q máximo diario AR Domésticas + Q Infiltración y escorrentía

$$Q \text{ max diario (2050)} = 170.06 \frac{l}{s} + 56.74 \frac{l}{s}$$

$$Q \text{ max diario (2050)} = 226.08 \frac{l}{s}$$

Q max horario (2050) = Q máximo horario AR Domésticas + Q Infiltración y escorrentía

$$Q \text{ max horario (2050)} = 181.4 \frac{l}{s} + 56.74 \frac{l}{s}$$

$$Q \text{ max diario (2050)} = 238.15 \frac{l}{s}$$

4.6. Lugar de Implementación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

De acuerdo a la Resolución UP-EMAPASGEP-001-2016, se declara de utilidad pública con fines de expropiación y ocupación inmediata, un bien inmueble ubicado en el sector denominado como Curantag, en la parroquia Gualaceo, cantón Gualaceo, este lote cuenta con 3139.53 m² de área, para implementar la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

Dicha decisión consta en el Oficio #104 G/EMAPAS-G EP/2016, en donde se sustenta que se toma dicha decisión basado en los siguientes motivos:

- EMAPAS-G EP, dentro de su filosofía institucional y en las atribuciones contempladas en la Ordenanza de su creación, ha contemplado trabajar en prevención y conservación de los recursos hídricos, en este caso específico en los cursos de agua superficiales, ya que el caso de que el hecho de que no se traten



las aguas residuales cause daño en menor o mayor grado a un habitante o visitante de la ciudad, no tendría justificación.

- Eliminar la contaminación desde los cuerpos receptores, mediante el tratamiento de las aguas residuales, a través del empleo de un sistema de depuración en el cual se dé el grado de tratamiento adecuado para el cumplimiento de estándares de descargas establecidos en las normas nacionales.
- Recuperar las condiciones estéticas, ambientales y de salubridad del cuerpo receptor aguas debajo de la descarga, con lo que se podrá eliminar la afección a las personas que habitan este sector.
- No es necesario la construcción de conducciones adicionales, ya que se encuentra atravesado por el emisario final que conduce las aguas residuales de la mayor parte de la ciudad, y se ubica junto a la descarga del mismo en el río Santa Bárbara, con lo que no se incurrirán en gastos adicionales por este concepto.
- El sitio se encuentra rodeado por vías y el río Santa Bárbara, con lo que la probabilidad de conflictos sociales por el funcionamiento de la estación depuradora es nula, así como una posible emanación de gases resultaría imperceptible en el área de influencia inmediata, dado que no existen vecinos en el sector.
- Pertenece a un solo dueño, no presenta inconvenientes legales, y no se contrapone con el ordenamiento territorial establecido, conforme se desprende de la información entregada por los organismos competentes.
- Se estaría eliminando el problema social local desde el origen, con lo que se erradicaría un problema que ha estado presente desde hace varios años atrás.
- Desde el inicio no se tendrá vecindad junto a la PTAR, por lo que no se verán expuestos de manera continua a quejas, denuncias, reclamos e incluso amenazas; así como no se verán en riesgo de invertir recursos adicionales en obras y/o medidas de mitigación.
- Se eliminaría el problema de olores a la entrada de la ciudad debido a la depuración en el sistema que se implementaría, con la consiguiente mejora en las condiciones ambientales y perceptuales del sector, y de la ciudad en general.
- Se acrecentará la imagen de la ciudad de Gualaceo a nivel general, con énfasis en el ámbito social, ambiental y turístico.
- La Empresa y el GAD Municipal tendrán mayores oportunidades ante los organismos crediticios gubernamentales, en virtud de la integralidad al momento de la gestión de los recursos naturales.
- Con la adopción y posterior implementación de un sistema de tratamiento de aguas residuales, se estará efectuando una gestión integral del recurso agua, ya que se estará devolviendo a la naturaleza aguas libres de contaminación, en donde las condiciones del cuerpo receptor sean las adecuadas para el desarrollo de flora y fauna.



4.7. Métodos de Tratamiento de las Aguas Residuales

4.7.1. Estación de Bombeo

4.7.1.1. Caudal de diseño de la Estación de Bombeo

El caudal de diseño que deberá llegar a la PTAR deberá ser el medio diario, de manera que el pozo húmedo de la estación de bombeo funcione como un tanque para la regulación de caudal, este caudal corresponde a las aguas residuales domésticas más las aguas de infiltración y escorrentía; con un periodo de diseño de 30 años. Este caudal es de:

$$Q \text{ diseño (2050)} = 75.58 \frac{l}{s} + 56.74 \frac{l}{s}$$

$$Q \text{ diseño (2050)} = 132.33 \frac{l}{s}$$

4.7.1.2. Tanque de Gruesos

El principal objetivo del tanque de gruesos es eliminar los sólidos de gran tamaño que traen los colectores y que pueden causar problemas en el bombeo de las aguas residuales.

Siguiendo la metodología de (La Iglesia Gandarillas, 2016), los parámetros de diseño del tanque de grueso son la carga superficial y el tiempo de retención hidráulico.

Tabla 23 Parámetros de diseño recomendados para el tanque de gruesos

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

	Q medio	Q máximo	Unidades
Carga Superficial <	100	250	m ³ /m ² /h
Tiempo de Retención >	60	30	seg

Se recomienda también, que en el tanque se instale una reja de máximo 100 mm. La carga superficial debe ser la necesaria para que las partículas de gran tamaño no sean arrastradas. Además, el tiempo de retención debe ser el adecuado para que no surjan problemas de olores, es por esto que se recomiendan los valores de la tabla 23, los mismos que serán usados para el siguiente pre dimensionamiento.

$$Q \text{ medio} = 476.37 \text{ m}^3/\text{hora}$$

$$Q \text{ máximo} = 857.32 \text{ m}^3/\text{hora}$$



$$CS \text{ media} = 100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hora}$$

$$CS \text{ máxima} = 250 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hora}$$

$$TRH \text{ medio} = 60 \text{ segundos}$$

$$TRH \text{ máximo} = 30 \text{ segundos}$$

Con estos datos, se puede proceder a dimensionar la superficie necesaria para el tanque de gruesos.

$$S = \frac{Q}{CS}$$

$$S1 (Q \text{ medio}) = 4.76 \text{ m}^2$$

$$S2 (Q \text{ máximo}) = 3.43 \text{ m}^2$$

$$\text{Área del tanque de gruesos} = 4.76 \text{ m}^2$$

Luego se determina la altura mínima que necesitará este tanque, con los siguientes cálculos.

$$h = \frac{TRH}{S}$$

$$h1 (Q \text{ medio}) = 1.67 \text{ m}$$

$$h1 (Q \text{ máximo}) = 1.5 \text{ m}$$

$$h = 1.67 \text{ m}$$

4.7.2. Tratamiento Preliminar

Se considera las alternativas de pre tratamiento establecidas por la normativa (INEN, 1992) y también el tratamiento preliminar recomendando por (La Iglesia Gandarillas, 2016)



4.7.2.1. Tratamiento preliminar según la normativa INEN 5.

4.7.2.1.1. Rejillas

Las rejillas de acuerdo con (Metcalf & Eddy , Inc, 1995) son usadas para instalaciones de pre tratamiento ya sea en pequeñas o grandes plantas de tratamiento. El canal en donde se ubique la reja debe tener las características adecuadas para que se pueda dar una distribución uniforme de los sólidos que circulan, se recomienda que sea recto, perpendicular a la reja y con una pendiente horizontal.

Tomando como guía la norma (INEN, 1992), el diseño de la rejilla se realiza de manera manual o mecánica dependiendo del volumen de material que se tenga. Además, se recomiendan dos canales con rejillas diseñadas para el caudal máximo horario al final del periodo de diseño, sin embargo, deben tener la capacidad de sobrecargarse cuando una de ellas se encuentra en mantenimiento.

Se deberán incluir obras que brinden las facilidades para una correcta operación y mantenimiento, entre las cuales se debe incluir:

- Plataforma de operación y drenaje de material cribado con barandas de seguridad.
- Iluminación correcta.
- Almacenamiento del material cribado
- Lugar para la disposición final del material cribado de acuerdo con las normas.
- Compuertas y vertederos necesarios para poder tener en condiciones secas las rejillas.

Para el diseño de las rejas, se toman en consideración las recomendaciones de la norma.

Tabla 24 Recomendaciones sobre el diseño de rejillas

Fuente: (INEN, 1992)

Ancho de las barras	5 mm - 15 mm
Profundidad de las barras	30 mm – 75 mm
Espaciamiento	25 mm – 50 mm
Velocidad a través de las barras	0.40 m/s – 0.75 m/s
Velocidad antes de las barras	0.30 m/s – 0.60 m/s
Porcentaje de obstrucción	50 %
Ángulo de inclinación con respecto a la horizontal	44°- 60°

Adicionalmente se debe calcular la pérdida de las rejillas, la misma que se obtiene mediante la ecuación desarrollada por Kirschmer.



$$h = \beta * \left(\frac{w}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2 * g} * \sin \theta$$

Donde:

h = Pérdida (m)

w = Ancho de las barras (m)

b = Abertura entre las barras (m)

v = Velocidad con la que llega el agua (m/s)

β = Factor de forma de las barras

El factor de forma, se elige de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 25 Factor de forma de acuerdo a la forma de la barra.

Fuente: (Romero Rojas J. A., 2000)

Forma de la barra	β
Barras rectangulares de caras rectas	2.42
Barras rectangulares con caras semicirculares, aguas arriba y abajo	1.67
Barras rectangulares con caras semicirculares, aguas arriba	1.83
Barras Circulares	1.79

De acuerdo con (Romero Rojas J. A., 2000), la pérdida de carga máxima admisible tanto para las rejillas de limpieza manual y mecánica es de 15 cm.

4.7.2.1.2. Desarenador

El objetivo principal de la instalación de un desarenador es proteger las unidades de tratamiento que se localizan aguas abajo, de la acumulación de material y el desgaste. De acuerdo con la (INEN, 1992), los desarenadores son opcionales solo en PTAR que tengan lagunas de estabilización. Se recomienda que el desarenador sea de limpieza manual y deben tener todas las facilidades para poder dar un correcto mantenimiento a estas unidades. El mecanismo de remoción de la arena puede ser a gravedad o helicoidal.

El desarenador previsto para este pretratamiento es de flujo horizontal, como resulta importante conocer las posibles dimensiones de este, se realizó un dimensionamiento. Tomando como referencia la (INEN, 1992), está previsto para remover partículas de diámetro igual o superior a 0.2mm. La velocidad de flujo debe estar entre los 0.3 m/s con una tolerancia del 20% y la relación entre el largo y la altura del agua debe ser mínimo 25.



Usando como caudal de diseño, el máximo horario, y siguiendo las recomendaciones de la norma que se detallan anteriormente y atribuyendo un ancho de canal de 1.2 m y un alto de 0.6 m, se tiene que se necesita una longitud de desarenador es:

$$\text{Caudal de diseño} = 238.15 \frac{l}{s}$$

$$\text{Longitud del desarenador} = 25 * 0.60 = 15 \text{ m}$$

$$\text{Área del desarenador} = 18 \text{ m}^2$$

4.7.2.1.3. Desengrasadores

Los desengrasadores son tanques en donde el agua residual permanece cortos periodos de tiempo con el objetivo de separar las grasas y otras partículas con densidad menor a la del agua. Estos tanques se usan en caso de que se tengan descargas industriales con gran cantidad de aceites y grasas. De acuerdo con la (INEN, 1992), este tanque debe tener por lo menos una permanencia de 3 minutos en pequeñas unidades, de 4 minutos en unidades medianas y de 5 minutos en unidades de gran tamaño. Son generalmente de forma rectangular, con relación de largo- ancho entre los 1.8 y 1.

Sin embargo, luego de la caracterización de las aguas residuales del sitio de estudio se estableció que esta descarga no presenta descargas industriales, por lo que este tratamiento preliminar queda descartado.

4.7.2.2. Tratamiento Preliminar Alternativo

La propuesta del tratamiento preliminar sigue las recomendaciones establecidas en (La Iglesia Gandarillas, 2016).

4.7.2.2.1. Obras de llegada

Las obras de llegada reciben el agua que viene de los colectores, en la ciudad de Gualaceo, los colectores traen aguas residuales y aguas lluvia, debido a que el sistema de alcantarillado es combinado; esto no es lo más adecuado, por lo que las obras de llegada son las encargadas de ingresar únicamente el caudal de diseño a la planta. Por todo esto se recomienda que en caso de disponer el espacio adecuado se debe recurrir a un estanque de tormenta que almacene el exceso de caudal de las aguas residuales para ser tratadas después en épocas de caudales bajos o en las noches, sin embargo, en el caso de la zona



de estudio, esto se hace complicado debido al área de terreno que se dispone. Por lo que, en este caso, el exceso se debe derivar directamente al cauce por medio de un aliviadero.

$$Q_{\text{aliviadero}} = 1.7 * L * H^{3/2}$$

De acuerdo a la expresión anterior, se requiere un vertedero con longitud de 3 metros y altura sobre el vertedero de 13 centímetros a fin de desfogar el caudal máximo diario.

4.7.2.2.2. Desbaste

La función que tiene el desbaste en el pretratamiento de las aguas residuales es de evitar que, mediante rejas, mallas o cribas; los sólidos que no fueron eliminados en el tanque de gruesos sean retenidos aquí. Los parámetros que se deben tomar en cuenta en el funcionamiento son los siguientes

Tabla 26 Parámetros de funcionamiento en el desbaste

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Ancho del Canal	0.5-1.5 m
Velocidad máxima entre rejas	≤ 1.5 m/s
Velocidad en el canal	0.3-1 m/s

Tabla 27 Especificaciones para las rejas o tamices del desbaste

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

	Reja gruesos	de Reja finos	de Tamices
Luz de paso entre barrotes o pletinas	25 mm	3-6 mm	3-1 mm
Ancho de pletinas	10 mm	3-6 mm	3-1 mm (malla del tamiz)

Tanto las rejas de gruesos y finos deben ser diseñadas para el caudal medio y máximo, obtenidos en la sección 4.3.

$$Q_{\text{medio}} = 476.37 \text{ m}^3/\text{hora}$$

$$Q_{\text{máximo}} = 857.32 \text{ m}^3/\text{hora}$$



4.7.2.2.3. Desarenador

Siguiendo con el proceso de tratamiento preliminar de las aguas residuales, llega el momento de eliminar los sólidos más pequeños y arenas que, a pesar de las unidades anteriores, aún siguen en el agua, para esto se emplea un desarenador que tiene la particularidad de ser un canal con fondo trapezoidal que ayuda a que por su propio peso estas partículas caigan y sean evacuadas del agua a tratar.

Los parámetros de diseño que debe ser considerados en esta etapa del tratamiento son los siguientes:

- Carga Superficial
- Velocidad de transporte del agua
- Tiempo de retención para partículas mayores a 0.2 mm

Además, recomienda que se usen al menos dos unidades.

Tabla 28 Especificaciones del desarenador

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

	Q med	Q max	
Carga Superficial <	10	35	m ³ /m ² /h
Velocidad de paso <	0.15	0.30	m/s
Tiempo de retención (TRH) >	15	5	min

Con lo anterior descrito se puede proceder al pre dimensionamiento de esta unidad.

$$Q_{med} = 476.37 \frac{m^3}{h}$$

$$Q_{max} = 857.32 \frac{m^3}{h}$$

A continuación, se obtendrá la superficie necesaria, mediante la siguiente expresión:

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

$$S1 (Q_{med}) = 47.64 m^2$$

$$S2 (Q_{max}) = 24.49 m^2$$

$$\text{Área del desarenador} = 47.64 m^2$$



Con la superficie se puede dimensionar cual es la altura mínima que requiere el desarenador:

$$h = \frac{TRH * Q}{S}$$

$$h1 (Q \text{ medio}) = 2.5 \text{ m}$$

$$h1 (Q \text{ máximo}) = 1.5 \text{ m}$$

$$h \text{ adoptado} = 2.5 \text{ m}$$

Además, se recomienda 0.20 m de altura de resguardo.

Por lo que el volumen necesario seria de:

$$\text{Volumen del desarenador} = 119.09 \text{ m}^3$$

En el caso del tratamiento preliminar cualquiera de las dos metodologías propuestas, puede ser implementada sin problema en el sitio disponible para la PTAR.

4.7.3. Tratamiento primario

Se considera las alternativas de tratamiento primario establecidas por la normativa (INEN, 1992) y el tratamiento preliminar recomendando por (La Iglesia Gandarillas, 2016)

4.7.3.1. Tratamiento primario según INEN 5

A continuación se presenta el pre dimensionamiento de los tratamientos primarios aplicables que recomienda la norma (INEN, 1992).

4.7.3.1.1. Tanque de Sedimentación

Los tanques de sedimentación son considerados como el primer grado de tratamiento que debe tener el agua residual, normalmente son diseñados para retener ciertas partículas en un tiempo de retención de 1.5 a 2.5 horas dependiendo del caudal de agua residual que reciba. (Metcalf & Eddy , Inc, 1995)

La forma que pueden adaptar puede ser rectangular, circular o cuadrada. Se recomienda proyectar el tanque de sedimentación sin equipos mecánicos para el barrido, transporte y digestión de lodos debido a que su costo encarece cualquier proyecto.



Para tanques de sedimentación primaria se recomiendan los siguientes criterios de diseño:

- Los canales de repartición y entrada a los tanques deben ser proyectados para el caudal máximo horario.
- Usar cargas superficiales de 30 m/d y 60 m/d basándose en el caudal medio de diseño con una velocidad de sedimentación de 1.25 m/h a 2.5 m/h.
- Período de retención entre 1.5 h a 2.5 h.
- La profundidad debe estar entre 3 y 3.5 m.
- La relación largo – ancho debe estar entre 3 y 10 y la relación largo – profundidad debe ser menor o igual a 30.
- La carga hidráulica en los vertederos será de 125 m³/d a 500 m³/d.

Con las especificaciones que se establecen anteriormente, se procede a pre dimensionar el tamaño del sedimentador.

$$\text{Caudal de diseño} = 238.15 \frac{l}{s}$$

$$\text{Periodo de Retención} = 2 \text{ horas}$$

$$\text{Carga Superficial} = 45 \text{ m/d}$$

$$\text{Relación Largo – Ancho} = 4$$

$$\text{Área Superficial} = 457.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho del Sedimentador} = 10.69 \text{ m}$$

$$\text{Largo del Sedimentador} = 42.77 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad del Sedimentador} = 3.75 \text{ m}$$



4.7.3.2. Tratamiento Primario Alternativo

La manera en la (La Iglesia Gandarillas, 2016) recomienda realizar este proceso es por medio de sedimentadores por lo que para su dimensionamiento se toman en cuenta los siguientes parámetros de diseño:

Tabla 29 Consideraciones para el diseño del sedimentador primario

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

	Q medio	Q max	Unidades
Carga Superficial <	1.3	3	m ³ /m ² /h
Tiempo de Retención >	2	1	h
Calado en la vertical del vertedero	2.5-3.5		m
Velocidad sistemas arrastre de lodos <	60		m/h rectangular
Tiempo retención lodos <	4		h
Rendimiento reducción DBO5	30%		
Rendimiento reducción SS	65%		

Con estas consideraciones se procede a dimensionar esta manera de tratamiento primario.

$$Q_{med} = 476.37 \frac{m^3}{h}$$

$$Q_{max} = 857.32 \frac{m^3}{h}$$

Con los caudales medio y máximo, se procede a obtener la superficie mínima necesaria.

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

$$S1 (Q_{med}) = 366.44 \text{ m}^2$$

$$S2 (Q_{max}) = 285.77 \text{ m}^2$$

$$S_{requerida} = 366.44 \text{ m}^2$$

Para la altura mínima se tiene la siguiente expresión:

$$h = \frac{TRH * Q}{S}$$

$$h1 (Q_{min}) = 2.6 \text{ m}$$



$$h_2 (Q \text{ max}) = 2.35 \text{ m}$$

$$h = 2.35 \text{ m}$$

Con estas dimensiones se procede a revisar cómo se da el balance de masas en la decantación primaria. De acuerdo con bibliografía de (La Iglesia Gandarillas, 2016), se prevé una reducción del 30% en el DBO5 y del 65% en los Sólidos Suspendedos.

Según los datos obtenidos de las muestras tomadas, mostrados en la tabla 10 y la eficiencia esperada del sedimentador los valores de ingreso y salida corresponden a la siguiente tabla:

Tabla 30 Tabla de balance de masas en la decantación primaria

Elaboración propia

	Entrada	Eliminado	Salida	
SS	2366.62	1538.3	828.32	kg/día
DBO5	2823.95	847.19	1976.76	kg/día

Con los valores de SS y DBO5 de salida de la decantación, las concentraciones en el caudal medio serian de:

Tabla 31 Valores de SS Y DBO5 de salida de la decantación primaria

Elaboración propia

SS	72.45	ppm
DBO5	172.9	ppm

Ahora finalmente se va a dimensionar cuál es la cantidad de lodos que se crearon en la eliminación del DBO5 Y SS, los mismos que serán extraídos mediante bombas y depositados en lugar para espesamiento de lodos primarios.

La concentración del fango puede variar entre 1-3%, debido a que no se conocen las características del fango a tratar, se asume una concentración de purga del 1%, siendo este el más conservativo. Lo que resulta en un volumen de **153.83** m³/día de lodos.



4.8. Selección del Tratamiento Secundario

Debido a que el terreno que se dispone para la implantación de la planta es reducido y que tanto el pre tratamiento y el tratamiento primarios son indispensables e independiente de cuál de las metodologías planteadas sea la escogida para implementar, tomando en cuenta que esto de se debe a factores importantes como costos y sobre todo el espacio que ocuparan, resulta innecesario dimensionar todos los posibles tipos de tratamiento secundario que se puede llegar a aplicar a las aguas residuales de la ciudad de Gualaceo, es por esto que se elabora una matriz en donde se califica los tratamientos secundarios, en la cual se obtiene el más adecuado en función de los criterios técnicos.

Los tratamientos serán puntuados de acuerdo a los siguientes factores:

- Superficie a ocupar
- Costos de construcción
- Desempeño del sistema con variación de caudal
- Desempeño del sistema con variación de carga contaminante
- Generación de malos olores
- Nivel de equipamiento electromecánico
- Costos de operación y mantenimiento
- Cantidad de lodos generados

4.8.1. Superficie

Este parámetro es el más importante y el decisivo al momento de seleccionar el tipo de tratamiento secundario para las aguas residuales, porque como se indicó anteriormente el lugar ya fue seleccionado y adquirido exclusivamente para la construcción de la PTAR. Se toma como referencia la tabla 32 de (Ferrer Medina , 2015), en donde se muestran intervalos de valores de superficie para poblaciones entre los 500 y 50000 habitantes, en el área establecida en las tablas se incluye también la totalidad de la instalación, incluyendo las infraestructuras auxiliares (edificación de control, viales de paso, etc.).



Tabla 32 Superficie requerida por cada línea de tratamiento, dividida en línea de agua y línea de lodos para poblaciones de 500-50000 habitantes.

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

Línea de Tratamiento	Superficie en m ² / habitante			Superficie Total m ² /habitante
	Línea de Agua	Línea de Lodos	Desinfección	
FA (Lodos Activados)	0.22-0.09	0.22-0.18	0.59-0.004	1.03-0.364
RAFA+FP	0.30-0.10	0.11-0.07	0.59-0.004	1.00-0.174
FP	0.40-0.11	0.12-0.18	0.59-0.004	1.11-0.294
LA	3.49-2.60	0.17-0.13	2.17-1.43	3.66-2.73

En el caso del sistema de lagunas (LA), la desinfección hace referencia a la laguna de maduración.

Tomando como referencia la tabla 32 se obtiene la tabla 33, estableciendo las calificaciones en el rango de 5 y 1. Donde 5 corresponde al tratamiento que requiera menos área y 1 al tratamiento que necesite más superficie.

Tabla 33 Calificación de las líneas de tratamiento en función de la superficie requerida

Elaboración propia

Línea de Tratamiento	Calificación
FA (Lodos Activados)	4.90
RAFA+FP	5
FP	4.89
LA	1.00

4.8.2. Costo de implantación en obra

El tema de los costos de implantación de la obra también tiene importancia significativa, debido a que por la magnitud del proyecto que implica la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales, la Empresa Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Gualaceo, EMAPAS G EP, no cuenta por si sola con los recursos suficientes para poder llevar a cabo este proyecto, la empresa debe solicitar créditos a instituciones nacionales e internacionales con el fin de financiar la PTAR. Es por esto que se vuelve indispensable tomar en consideración el costo de la implantación del tratamiento



como un parámetro a ser analizado en la elección del tratamiento secundario más adecuado.

Para esto se tomó como referencia la tabla 34 de (Ferrer Medina , 2015), que muestra los costos de implantación de las líneas de tratamiento analizadas para poblaciones entre 500 y 50000 habitantes. Cabe recalcar que estos valores de costo son usados únicamente a fin de establecer un orden de magnitud que permita diferenciar que tratamiento es el más costoso y cual el más económico, esto se realiza en un rango de 5 a 1, donde el más económico obtiene una calificación de 5 y el más costoso 1, tal como se muestra en la tabla 35.

Tabla 34 Costes de implantación de cada línea de tratamiento, dividida en línea de agua, línea de lodos, tratamiento de desinfección y costes totales de la PTAR, para poblaciones de 500-50000 habitantes

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

Línea de Tratamiento	Coste (\$/hab)			Coste total
	Línea de Agua	Línea de Lodos	Desinfección	
FA (Lodos Activados)	443-97	149-89	71-10	514-196
RAFA+FP	520-147	85-35	71-10	676-192
FP	604-167	92-92	71-10	767-269
LA	351-204	120-64	82-66	533-334

En el caso del sistema de lagunas (LA), la desinfección hace referencia a la laguna de maduración.

Tabla 35 Calificación del coste requerido por cada línea de tratamiento

Elaboración propia

Línea de Tratamiento	Calificación
FA (Lodos Activados)	5.00
RAFA+FP	3.06
FP	1
LA	2.83

4.8.3. Costo por operación y mantenimiento

En el tema de costos por operación y mantenimiento se hace referencia a cuánto va a costar la operación y el mantenimiento de la PTAR, como rubros en el ámbito energético, en cómo se van a gestionar los lodos que se van a producir, ya que, si bien la planta se va a diseñar para un periodo de uso de 30 años, esta tiene que ser sostenible en este tiempo y va de la mano de la capacidad que tenga EMAPAS G EP y por ende sus usuarios que a través de planillas van a tener que costear estos rubros. Además de esto se suma que se debe dar



un mantenimiento predictivo, preventivo y correctivo regular especializado a la PTAR, para que su funcionamiento sea el que se prevé en el tiempo ya que, si el sistema no se administra, opera y mantiene adecuadamente, la obra edificada, en lugar de ser una solución a un problema existente, puede convertirse en un foco de contaminación que implica mayores problemas, con lo que la inversión habrá sido en vano.

Es por esto que para evaluar este factor se tomó como referencia la tabla 36, que presenta un orden de magnitud de los costes de operación y mantenimiento de cada una de las líneas de tratamiento para poblaciones entre los 500 y 50000 habitantes.

Tabla 36 Costes de operación y mantenimiento de cada línea de tratamiento para poblaciones de 500-50000 habitantes.

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

Línea de Tratamiento	Coste (\$/hab)		Coste total
	Línea de Agua y lodos	Desinfección	
FA (Lodos Activados)	38.2-13.9	3.9-1.7	40.13-14.34
RAFA+FP	38.1-4.3	3.9-1.7	40.03-4.74
FP	39.0-4.9	3.9-1.7	40.93-5.34
LA	23.7-2.4	-	28.68-3.99

En el caso del sistema de lagunas para los costos de operación y mantenimiento, de acuerdo con (Ferrer Medina , 2015), la desinfección no aumenta estos costos en manera significativa por lo que no se toma en consideración. El rango de valores que se usan para poder calificar la tabla 36 está entre 5 y 1, donde 5 hace referencia al tratamiento más barato y 1 al más costoso en operación y mantenimiento. El resultado de esta evaluación se observa en la tabla 37.

Tabla 37 Calificación de las líneas de tratamiento en función de los costes de operación y mantenimiento

Elaboración propia

Línea de Tratamiento	Calificación
FA (Lodos Activados)	1.00
RAFA+FP	2.78
FP	2.50
LA	5.00



4.8.4. Tolerancia del tratamiento secundario respecto a las variaciones de caudal, carga contaminante y generación de olores

Al analizar la tolerancia del tratamiento ante las variaciones de caudal y carga contaminante, se hace referencia a cómo puede adaptarse el tratamiento a las variaciones diarias, ya que estas variaciones dependen de las actividades que se den en la ciudad, así como de factores meteorológicos como lluvias intensas durante un determinado mes o sequías durante otros. Aunque se supone que las todas las líneas de tratamiento son capaces de adaptarse a esto, hay algunas que lo hacen de mejor manera.

Se tomó como referencia las tablas 38 y 39, para puntuar el desempeño de los tratamientos frente a las variaciones de caudal y carga contaminante.

Tabla 38 Tolerancia de las líneas de tratamiento respecto a las variaciones de caudal

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

Respuesta a Variaciones de Caudal	
Muy Buena	LA
Buena	FA
Regular	FP/RAFA-FP

Tabla 39 Tolerancia de las líneas de tratamiento respecto a las variaciones de carga contaminante

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

Respuesta a Variaciones de Carga Contaminante	
Muy Buena	FA/LA/RAFA-FP
Buena	FP

Se puntúa los tratamientos tomando en cuenta la flexibilidad del tratamiento para adaptarse a las variaciones diarias, tanto de caudal como de carga contaminante, dando el valor de 5 al tratamiento que mejor se adapta y 1 al tratamiento que tiene menor flexibilidad, con esto se obtiene la matriz de la tabla 40.

Tabla 40 Puntuación de las líneas de tratamiento de acuerdo a como toleran la variación de caudal y carga contaminante

Elaboración propia

Línea de Tratamiento	Variación de Caudal	Variación de Carga contaminante
FA (Lodos Activados)	3	5
RAFA+FP	1	5
FP	1	3
LA	5	5

La temperatura es también un factor importante al momento de considerar el tipo de tratamiento, debido a que los procesos biológicos que se van a dar están ligados directamente a la temperatura, en este caso la temperatura de las aguas residuales medida en el lugar de la descarga es de 18°C, lo que de acuerdo a (Ferrer Medina , 2015), es una temperatura adecuada para la mayoría de tratamientos, sin embargo para los RAFA (Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente), se puede considerar un factor limitante ya que no se aconseja su implantación en temperaturas menores a los 15°C.

En el caso de la producción de malos olores, este también debe ser tomado en cuenta, ya que en el lugar donde se tiene prevista la PTAR es el ingreso a la ciudad de Gualaceo y debido a que también existe población contigua; si bien en esta zona se realiza la descarga de aguas residuales sin tratar desde años atrás, con lo que la presencia de olores ha sido permanente y ha ocasionado molestias a los moradores, es importante considerar este factor, ya que de no operarse y mantenerse adecuadamente el sistema de tratamiento de aguas residuales, la problemática puede acrecentarse, se tiene que tomar en cuenta que el tratamiento que se adopte, debido a que los procesos de descomposición anaerobia tienden a generar malos olores. Tomando como referencia la ilustración 12, se evalúa los tratamientos.

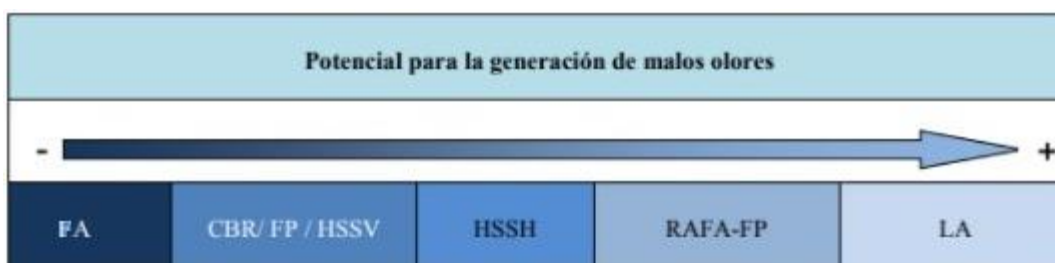


Ilustración 12 Clasificación de tecnologías según su potencial para generar malos olores

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

Con todo lo anterior explicado en el caso de la generación de olores, tomando 5 como el valor correspondiente a menor incidencia y 1 como el de mayor impacto, se obtiene la tabla 41.



Tabla 41 Puntuación de las líneas de tratamiento de acuerdo con la Generación de Olores

Elaboración propia

Línea de Tratamiento	Generación de Olores
FA (Lodos Activados)	5
RAFA+FP	2
FP	4
LA	1

4.8.5. Lodos generados

La cantidad de lodos generados resulta también un factor que toma peso en la hora de decidir que tratamiento es el más adecuado, debido a que estos deben ser gestionados de la manera correcta y eso implica que, dependiendo de la cantidad y calidad del lodo sea gestionado de la manera correcta y llevado a un lugar especializado; lo que incrementa los costos económicos. En la tabla 42 se indica, de acuerdo a las líneas de tratamiento planteadas un orden de magnitud de la cantidad de lodos que generan cada uno para poblaciones de hasta 50000 habitantes.

Tabla 42 Producción de lodos deshidratados de las distintas tecnologías consideradas

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

Línea de Tratamiento	Lodos Producidos g MS/habitante Día
FA (Lodos Activados)	32-48
RAFA+FP	18-32
FP	30-38
LA	6-10

Con el mismo criterio de los factores anteriores, se evalúa la producción de lodos, dando 5 al tratamiento que genere menos lodos y 1 en el caso más desfavorable, lo que da como resultado la siguiente matriz:

Tabla 43 Calificación de las líneas de tratamiento en función de la producción de lodos deshidratados

Elaboración propia

Línea de Tratamiento	Calificación
FA (Lodos Activados)	1.00
RAFA+FP	2.88
FP	1.75
LA	5.00

4.8.6. Operación y mantenimiento

Dentro de la operación y mantenimiento de la PTAR que sea implementada, debe ser tomado en cuenta la disponibilidad de mano de obra calificada para poder llevar a cabo estas tareas, además de la celeridad en la obtención de piezas para repuesto en el caso de ser necesario.

Para el caso del personal calificado, esto dependerá de que tan compleja sea la tecnología de la PTAR implementada, así como de las capacitaciones que reciban los operadores y personal encargado del mantenimiento y obviamente esto repercute directamente en costos que tienen que ser asumidos por la empresa de agua.

La complejidad de las tecnologías de las líneas de tratamiento analizadas en este trabajo, tanto para la instalación y mantenimiento, se presentan en la siguiente ilustración.



Ilustración 13 Clasificación de la tecnologías de acuerdo a su complejidad para la operación y mantenimiento

Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

La importancia que se aplique a este factor está directamente relacionada con la capacidad de la entidad responsable del manejo de la PTAR para asumir tanto la responsabilidad y gastos que implica llevar una correcta operación de la planta. En el caso de EMAPAS G EP, la empresa manifiesta estar consciente de la necesidad de depurar las aguas residuales y se encuentra en capacidad de asignar el presupuesto necesario para la capacitación y contratación de personal necesario.

En el ámbito de la disponibilidad de repuestos y servicio técnico que va a ser necesario a lo largo del periodo de diseño de la PTAR, dependiendo de la línea de tratamiento, algunas requieren mayor equipamiento electromagnético, esto está dado por la ilustración 14.

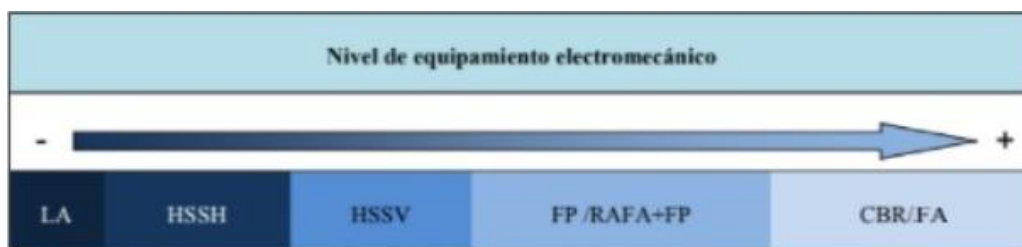


Ilustración 14 Nivel de equipamiento electromagnético de acuerdo a las líneas de tratamiento



Fuente: (Ferrer Medina , 2015)

La importancia que se de este factor depende de la capacidad que tenga la empresa de agua para gestionar la obtención del repuesto y el nivel de equipamiento disponible en el país para dar respuesta a estos requerimientos. En el caso de Ecuador, ya existen empresas capaces de satisfacer las necesidades de cada uno de los tratamientos propuestos. Además, EMAPAS G EP cuenta con la capacidad económica de afrontar con los costos que esto incluye. A pesar de lo mencionado anteriormente no se puede asegurar que, al momento de necesitar el repuesto, este se encuentre inmediatamente disponible, lo que implica que la PTAR deba parar su funcionamiento. Por este motivo se evalúa en un rango de 5 y 1 el nivel de equipamiento electromecánico, dando 5 al tratamiento que requiera menor equipamiento y 1 al que mayor equipamiento necesite. Esta calificación se muestra en la tabla 44.

Tabla 44 Puntuación de las líneas de tratamiento de acuerdo con el nivel de equipamiento electrónico necesario Elaboración propia

Línea de Tratamiento	Equipamiento Electromecánico
FA (Lodos Activados)	1
RAFA+FP	2
FP	2
LA	5

4.8.7. Proceso de Selección

Todos los factores anteriormente mencionados son de relevancia, sin embargo, hay algunos que se vuelven más importantes que los otros debido a que pueden llegar a condicionar la implantación de la PTAR, pues el terreno ya adquirido para llevar a cabo este proyecto en lo posible debe ser usado para la depuración de las aguas residuales. De manera que, en base a esto y tomando como referencia las evaluaciones de cada una de las líneas de tratamiento, se procede a elaborar una matriz final, donde cada una de las posibles tecnologías a ser empleadas van a tener una calificación ponderada de acuerdo con la importancia del parámetro al que fueron evaluadas.

La siguiente tabla muestra los coeficientes multiplicadores que serán empleados al momento de obtener la puntuación ponderada.

Tabla 45 Coeficientes multiplicadores.

Elaboración propia

Nivel	Coeficiente multiplicador
Muy importante	4
Importante	3
Importancia media	2
Poca importancia	1
No será tomado en cuenta	0

Con los coeficientes de la tabla 45 y basándose en la información proporcionada a lo largo de este proyecto, se asigna los coeficientes para cada uno de los criterios, los mismo que fueron designados de la siguiente manera:

- Área: Para el criterio del área fue asignado el coeficiente 4, que hace referencia a muy importante, ya que este es el punto de partida para el proyecto, ya que EMAPAS G EP adquirió el terreno para la PTAR.
- Costos de Implantación: A este criterio también se le asignó un valor de 4, el costo de la implantación de una PTAR es elevado y se requieren gestionar estos recursos.
- Variación de caudal: Para este criterio se le asignó un valor de 3, que significa importante ya que el caudal sanitario varía en los días de la semana debido a las diferentes actividades que se dan en la ciudad y que no se relacionan entre ellas. Así como también el sistema de alcantarillo combinado existente.
- Variación de carga contaminante: Este criterio fue clasificado como importante, dándole un coeficiente 3, esto debido a que se esperan variaciones debido a las diferentes actividades que se dan durante el día y la semana en la ciudad. Así como también las aguas lluvia producto del sistema de alcantarillado combinado.
- Generación de malos olores: Para el caso de la generación de malos olores, este debe ser un factor muy importante, con el valor de 4, ya que en el lugar en donde se pretende implementar la PTAR, está consolidado urbanísticamente alrededor y además al ser este el mismo lugar donde actualmente se da la descarga de las aguas residuales, existen constantes quejas de los moradores.
- Nivel de equipamiento electromecánico: A mayor nivel de equipamiento electromecánico se vuelve más complejo conseguir con premura los elementos necesarios para el mantenimiento de los equipos. Considerando que actualmente en el país existe la posibilidad de adquirir los implementos y repuestos que se requiera se considera un criterio de importancia media, asignando un valor de 2.
- Complejidad en operación y mantenimiento: Sin importar la línea de tratamiento implantada, se debe gestionar los recursos necesarios para que la PTAR sea operada y mantenida de la manera correcta y con el personal calificado. Por lo que este criterio no será tomado en cuenta en la matriz.
- Costos de operación y mantenimiento: Estos costos son importantes ya que deben ser incluidos en los pliegos tarifarios, por lo que este criterio es importante y se le asigna un coeficiente de 3.



- Lodos Generados: Este es un criterio importante, ya que la cantidad de lodos resultantes de la PTAR deben ser gestionados y acondicionados, lo que implica costos adicionales y por lo tanto se asigna un coeficiente de 3.

De acuerdo con los coeficientes de importancia propuestos, se obtiene como resultado la matriz de la tabla 46.



Tabla 46 Resultado de la evaluación ponderada de las líneas de tratamiento para la PTAR de Curantag

Elaboración propia

Línea de tratamiento	CALIFICACIONES PONDERADAS								SUMA
	Área	Costos de Implantación	Var. Caudal	Var. Carga	Generación Malos Olores	Nivel de equipamiento electromecánico	Costos Operación y Mantenimiento	Lodos generados	
	4	4	3	3	4	2	3	3	
FA (Lodos Activados)	19.60	20	9	15.00	20.00	2.00	3.00	3.00	91.60
RAFA+FP	20.00	12.25	3.00	15.00	8.00	4.00	8.34	8.59	79.17
FP	19.58	4.00	3.00	9.00	16.00	4.00	7.51	5.26	68.36
LA	4.00	11.31	15.00	15.00	4.00	10.00	15.00	15.00	89.31



Al analizar la tabla 46, se determina que el tratamiento más conveniente para implementar en la ciudad de Gualaceo, con un valor ponderado de 91.60; corresponde a los lodos activados.

De acuerdo con el Ingeniero Johnny Albuja Castro, consultor hidráulico sanitario, los criterios asumidos para comparar las alternativas de tratamiento son adecuados; así como también los resultados finales, indican que es recomendable la implementación de lodos activados, a entender del Ing. Albuja resulta ser el tratamiento más conveniente para el medio.

Sin embargo, al consultar con el Ingeniero Andrés Alvarado, investigador de la Universidad de Cuenca y de acuerdo a su experiencia, los coeficientes multiplicadores deben ser asignados de la siguiente manera conforme la importancia de cada uno de los criterios:

Tabla 47 Nivel de importancia de los criterios de acuerdo al Ingeniero Andrés Alvarado

Elaboración propia

Criterio	Nivel de importancia	Coficiente multiplicador
Área	Muy importante	4
Costos de Implantación	Muy importante	4
Variación de caudal	Mediana importancia	2
Variación de carga contaminante	Poca importancia	3
Generación de malos olores	Importante	3
Nivel de equipamiento electromecánico	Mediana importancia	3
Costos de operación y mantenimiento	Muy importante	4
Lodos generados	Muy importante	4

De acuerdo con los criterios de la tabla 47, se procede a puntuar los tratamientos, lo que da como resultado la matriz de la tabla 48.



Tabla 48 Matriz de puntuación de las líneas de tratamiento de aguas residuales propuestas de acuerdo a los criterios del Ingeniero Andrés Alvarado

Elaboración propia

Línea de tratamiento	CALIFICACIONES PONDERADAS								SUMA
	Área	Costos de Implantación	Var. Caudal	Var. Carga	Generación Malos Olores	Nivel de equipamiento electromecánico	Costos Operación y Mantenimiento	Lodos generados	
	4	4	2	3	3	3	4	4	
FA (Lodos Activados)	19.60	20.00	6.00	15.00	15.00	3.00	4.00	4.00	86.60
RAFA+FP	20.00	12.24	2.00	15.00	6.00	6.00	11.12	11.50	83.86
FP	19.58	4.00	2.00	9.00	12.00	6.00	10.02	7.00	69.60
LA	4.00	11.31	10.00	15.00	3.00	15.00	20.00	20.00	98.30



De acuerdo a la matriz de la tabla 48, la línea de tratamiento más opcionada es el sistema de lagunas con un puntaje de 98.30, sin embargo, esta línea de tratamiento requiere una extensión de terreno grande y el terreno con el que cuenta EMAPAS G EP, dispone de un área reducida, por lo que se realizará el pre dimensionamiento de esta línea de tratamiento con el objetivo de establecer el área aproximada y buscar un predio que pueda adaptarse a estos requerimientos.

4.9. Dimensionamiento de las dos alternativas mejor puntuadas

4.9.1. Lodos activados convencionales

Para comenzar con el dimensionamiento, se necesitan establecer los principales parámetros de diseño en el caso de lodos activados convencionales.

Tabla 49 Parámetros de diseño para lodos activados convencionales

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

MLSS	2500-3000	ppm
EDAD DEL LODO (TRC)>	4-6	días
CARGA MÁSCICA <	0.2-0.3	Kg DBO5/kg MLSS/d
TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA (TRH)>	4-6	horas
ALTURA BIOLÓGICO	4-6	metros
Kg O2/Kg DBO5 eliminada	1	
Rendimiento reducción DBO5 >	90	%
RENDIMIENTO REDUCCIÓN SS>	90	%

Tomando como referencia los valores de la tabla 49, se procede al dimensionamiento de los lodos activados convencionales. Los caudales para el dimensionamiento son:

$$Q_{\text{medio}} = 476.37 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{máximo}} = 857.32 \text{ m}^3/\text{h}$$

Para el caso de los parámetros de entrada y salida del tratamiento secundario; los parámetros de entrada son los que constan en la tabla 31, sin embargo para los parámetros de salida se requiere revisar lo que pide la norma ecuatoriana (Ministerio del Ambiente, 2015), estos valores se encuentran registrados en la tabla 15. La concentración de sólidos



suspendidos (SS) necesaria para un correcto proceso de desinfección de acuerdo con (Abellán Soler, 2014) requiere ser como máximo 30 ppm.

Tabla 50 Parámetros de entrada y salida de los lodos activados convencionales

Elaboración propia

Parámetro	Entrada	Salida	Unidad
DBO5	172.90	50	ppm
SS	72.45	30	ppm

Con estos datos, se puede dimensionar la tasa de producción de lodos:

Tasa de conversión Huisken:

$$\text{Si, } \frac{SS}{DBO5} > 0.6$$

$$Fe = 1.2 * \text{Carga Másica}^{0.23} + 0.5 * (TRC - 0.6)$$

Caso contrario:

$$Fe = 1.2 * \text{Carga Másica}^{0.23}$$

Entonces tomando los valores de la tabla 50, se tiene que:

$$\frac{SS}{DBO5} = 0.42$$

$$Fe = 0.87 \text{ kg } \frac{SS}{DBO5} \text{ eliminada}$$

Por lo tanto:

$$Fe \text{ adoptada} = 0.87 \text{ kg } \frac{SS}{DBO5} \text{ eliminada}$$

Con esto, el volumen que se necesita, se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Volumen 1} = \frac{TRC * Q_{\text{medio}} * (DBO5 \text{ entrada} - DBO5 \text{ salida}) * Fe}{MLSS}$$



$$Volumen 1 = 2042.99 m^3$$

$$Volumen 2 = \frac{Q \text{ medio} * DBO5 \text{ entrada}}{MLSS * Carga \text{ M\u00e1sica}}$$

$$Volumen 2 = 2634.09 m^3$$

$$Volumen 3 = TRH * Q \text{ medio}$$

$$Volumen 3 = 2634.09 m^3$$

$$\mathbf{Volumen \text{ m\u00ednimo necesario} = 2634.09 m^3}$$

Considerando una altura de 5 metros como recomienda la tabla 49, el \u00e1rea que se requiere para implementar el tratamiento de los lodos activados convencionales es de:

$$\mathbf{\u00c1rea \text{ m\u00ednima requerida} = 526.82 m^2}$$

A continuaci\u00f3n, se muestra el DBO_5 en el efluente biol\u00f3gico de lodos activados.

$$DBO_5 \text{ soluble en el efluente} = 2.05 \text{ mg/l}$$

$$DBO_5 \text{ consecuencia SS} = 11.97 \text{ mg/l}$$

$$\mathbf{DBO_5 \text{ total en el efluente} = 14.02 \text{ mg/l}}$$

4.9.1.1. Clarificador

El clarificador es una especie de decantador secundario, el cual tiene la función de separar la biomasa generada en la depuración del agua limpia. Generalmente se diseñan y construyen en forma circular. De acuerdo con la norma alemana ATV –A 131 (Comités KA5 y KA6 de la ATV, 2000), el clarificador debe cumplir con cuatro zonas, las mismas que se detallan en la ilustración 15.

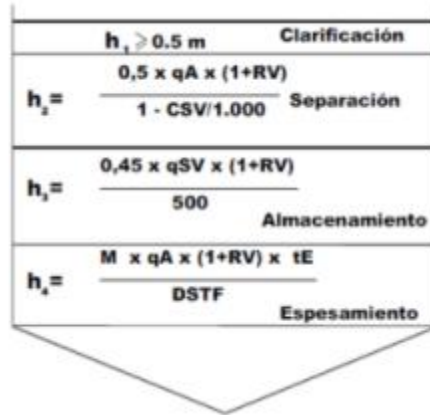


Ilustración 15 Zonas de un clarificador

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Los parámetros para tomar en consideración en el dimensionamiento del clarificador, son los que se presentan en las tablas 51 y 52.

Tabla 51 IVF recomendable de acuerdo al MLSSV

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Carga Másica kg DBO5/ kg MLSS/d		
	< 0.05	> 0.05
Bajo MLSSV (<3000 ppm)	75-100	100-150
Alto MLSSV (>3000 ppm)	100-150	150-180



Tabla 52 Parámetros de diseño para el clarificador

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Parámetro	Q medio	Q max	Unidad
Carga Superficial <	0.8	1.5	m ³ /m ² /h
Carga de Sólidos <	2.5	4.5	Kg/m ² /h
Tiempo de Retención >=	5	3	h
Carga sobre el vertedero <	12	20	m ³ /h/m lineal de vertedero
Calado en la vertical del vertedero >	3	3	m

Por lo tanto, el dimensionamiento del clarificador sería el siguiente:

$$Q_{\text{medio}} = 476.37 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max}} = 857.32 \text{ m}^3/\text{h}$$

Primero con los datos iniciales se procede al cálculo del volumen comparativo de lodos (CSV)

$$CSV = MLSS * IVF$$

$$CSV = 450 \text{ ml/l}$$

De acuerdo con (La Iglesia Gandarillas, 2016), el valor de CSV debe ser menor a 600, por lo que se encuentra en el rango.

Ahora se calcula el volumen máximo de sólidos admisibles (qSV):

$$qSV = 200 + \frac{1}{3} * CSV$$

$$qSV = 350 \text{ l/m}^2\text{h}$$

Con esto se determina la carga superficial mínima aconsejable (qA).

$$qA = \frac{qSV}{CVS}$$

$$qA = 0.78 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2\text{h}}$$

Y finalmente el porcentaje de recirculación externa del licor mezcla o MLSS (RV) se toma como el 100%.

Entonces se puede obtener las alturas recomendables de cada uno de los espacios que debe tener el clarificador de acuerdo a la ilustración 15.



$$h1 \text{ (Clarificación)} = 0.5 \text{ m}$$

$$h2 \text{ (Separación)} = 1.41 \text{ m}$$

$$h3 \text{ (Almacenamiento)} = 0.63 \text{ m}$$

Para la altura de la zona de espesamiento se necesitan determinar DSTF (Dry Solid Tank Floor), que está en función del tiempo de espesamiento (t_E) que (La Iglesia Gandarillas, 2016) recomienda el valor de 2 horas.

$$t_E = \frac{DSTF * IVF^3}{1000}$$

$$DSTF = 8.4 h^{1/3} * \frac{g}{l}$$

$$h4 \text{ (Espesamiento y extracción)} = 1.11 \text{ m}$$

$$\mathbf{h \text{ adoptado} = 3.65 \text{ m}}$$

Por lo tanto, los parámetros de diseño definitivos para el clarificador son los siguientes:

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{qSV}{CSV}$$

$$\text{Carga hidráulica} < 0.78 \frac{m^3}{m^2/h}$$

$$\text{Altura mínima} > 3.66 \text{ m}$$

$$\text{Carga de sólidos} < 2.55 \frac{kg}{m^2/h}$$

$$\text{Tiempo de retención} \geq 5 \text{ horas}$$

$$\text{Carga sobre el vertedero} < 12 \frac{m^3}{h/ml}$$

Entonces la superficie mínima que se requiere para el clarificador es:

$$\text{Superficie mínima} = \frac{Q \text{ medio}}{\text{Carga Hidráulica}}$$

$$\mathbf{\text{Superficie mínima} = 612.48 \text{ m}^2}$$



4.9.1.2. Producción de Lodos

La producción de lodos que se va a tener en la PTAR viene determinada por la cantidad que se producen en el tratamiento primario y la cantidad de DBO5 que eliminó en el tratamiento secundario. Por lo que es necesario realizar un balance de masas, el mismo que se detalla a continuación.

De acuerdo a la tabla 31, el rendimiento del tratamiento primario en la eliminación de los Sólidos Suspendidos (SS) y el DBO5 es de 65% y 30% respectivamente, por lo tanto:

Tabla 53 Balance de masas del tratamiento primario

Elaboración propia

Parámetro	Entrada	Eliminado	Salida	Unidad
SS	2366.62	1538.30	828.32	kg/día
DBO5	2823.95	847.19	1976.76	kg/día

Con los datos de la tabla 53, se tiene que la concentración de estos parámetros en el agua decantada es la siguiente:

Tabla 54 Concentración de SS Y DBO5 en el agua decantada luego del tratamiento primario

Elaboración propia

SS	72.45	ppm
DBO5	172.90	ppm

De la misma manera se realiza el balance de masas del tratamiento secundario.

Tabla 55 Balance de masas del tratamiento secundario por lodos activados convencionales

Elaboración propia

Parámetro	Entrada	Eliminado	Salida	Unidad
DBO5	1976.76	1405.13	571.65	kg/día

Por lo que el rendimiento de los lodos activados convencionales al eliminar la DBO5 es de 85.54%.

Con los datos proporcionados anteriormente se puede determinar el lodo producido.

$$\text{Lodo producido} = fe * \text{DBO5 eliminada}$$

Donde la tasa de conversión de lodos extraídos (fe), se calcula de la misma manera que fue explicado anteriormente.



$$\text{Lodo producido (lodos activos convencionales)} = 1222.45 \frac{\text{kg}}{\text{día}}$$

$$\text{Volumen diario (lodos activos convencionales)} = 181.91 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Tomando la concentración media recomendada por (La Iglesia Gandarillas, 2016) de 0.67%.

4.9.1.3. *Espesamiento de lodos primarios*

En el tratamiento primario debido a la cantidad de sólidos suspendidos los lodos que ahí se producen se van a terminar espesando por efecto de la gravedad, sin embargo, el objetivo que se plantea es intentar reducir la concentración de estos para poder de esta manera reducir también el volumen de los mismos. Algunos de los parámetros de diseño que se recomiendan son los siguientes:

Tabla 56 Parámetros de diseño recomendados para el espesamiento de los lodos primarios

Fuente: (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Concentración lodo entrada	1%
Concentración media en el espesador	2%
Concentración lodo espesado	4-6%
Carga de sólidos <	70 kg/m²/d
Carga hidráulica (Q med) <	0.5 m³/m²/h
Tiempo de retención hidráulica >	15 h
Pendiente solera espesador	10%
Altura espesador	2.5-3.5 m
Diámetro <	22 m

Se recomienda que el lodo antes de ingresar al espesador sea tamizado para evitar el ingreso de material que pueda afectar el correcto funcionamiento del espesador.

Para el dimensionamiento del espesador primario, se parte de los siguientes datos de diseño.

$$Q \text{ medio lodos primarios} = 6.4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Ahora se va a determinar la superficie necesaria para el espesador, la misma que viene dada por las estas expresiones.

$$\text{Área requerida 1} = \frac{MS}{\text{Carga de sólidos}}$$



$$\text{Área requerida 1} = 21.98 \text{ m}^2$$

$$\text{Área requerida 2} = \frac{Q \text{ medio lodos primarios}}{\text{Carga de hidráulica}}$$

$$\text{Área requerida 2} = 12.83 \text{ m}^2$$

$$\text{Superficie requerida} = 21.98 \text{ m}^2$$

Con esto se procede a calcular la altura necesaria. Debido a que la tabla 56 recomienda una concentración media (Cm) en el espesador del 2% y con los datos de la tabla 22, se tiene:

$$TRH = \frac{\text{Superficie} * h}{\frac{SS \text{ eliminados}}{Cm}}$$

$$h = 2.19 \text{ m}$$

Adoptando dos unidades de 4 metros de diámetro y 2.20 metros de altura útil, las unidades para el espesamiento de los lodos producto del tratamiento primario, funcionan de la siguiente manera.

Tabla 57 Parámetros de diseño y funcionamiento del espesador primario

Elaboración propia.

Parámetro	Diseño	Funcionamiento	Unidad
Carga de Sólidos	70	61.20	kg/m ² /d
Carga hidráulica	0.29	0.26	m ³ /m ² /h
Tiempo de retención hidráulica	15	17.25	horas

De acuerdo a la tabla 56, la concentración de salida de los lodos se toma como del 5%, recordando que ese es el objetivo del espesador, aumentar la concentración para disminuir el volumen. Por lo tanto.

$$\text{Caudal de lodos espesados} = 30.77 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Caudal sobrenadante} = 5.13 \text{ m}^3/\text{hora}$$



4.9.1.4. Flotación de lodos secundarios

Los lodos secundarios o lodos biológicos son los que se producen en el tratamiento secundario, estos tienen menor densidad, es por esto que se aplica la flotación como mecanismo para separarlos del agua. Para que la flotación sea un proceso natural los lodos deben tener menor densidad que el agua en la que se encuentran, caso contrario se tiene que buscar la manera de hacer que esto pase y una de las más comunes es la adición de aire.

Los parámetros más importantes que son tomados en cuenta para el diseño de la flotación de lodos secundarios son los siguientes.

Tabla 58 Parámetros de diseño para la flotación de lodos biológicos

Fuente (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Concentración lodo entrada	0.5-0.7%
Concentración lodo flotado/espesado	4%
Concentración lodo espesado	4-6%
Carga de sólidos	3-5 kg/m ² /h
Carga hidráulica (Q medio) <	1 m ³ /m ² /h
Relación aire-sólido A/S	0.02-0.1 kg aire/kg lodo
Altura	3 m
Caudal de recirculación si fuera necesario	200%
Tiempo de alimentación de los lodos	24 horas

Para los lodos activados convencionales:

$$\text{Lodos del biológico producido} = 1222.45 \text{ kg/día}$$

$$\text{Caudal medio de lodos producido} = 7.58 \text{ m}^3/\text{h}$$

Con estos datos se puede obtener la superficie necesaria, mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Área requerida 1} = \frac{\text{Lodos del biológico producidos}}{\text{Carga de sólidos}}$$

$$\text{Área requerida 1} = 12.73 \text{ m}^2$$

$$\text{Área requerida 2} = \frac{\text{Caudal medio de lodos producido}}{\text{Carga hidráulica}}$$

$$\text{Área requerida 2} = 3.79 \text{ m}^2$$



$$\text{Superficie necesaria} = 12.73 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura aconsejable} = 3 \text{ m}$$

Considerando 1 unidad en forma cilíndrica, el flotador debe tener las siguientes dimensiones útiles:

$$\text{Diámetro} = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 47.71 \text{ m}^3$$

Según la tabla 58 la concentración del lodo al salir es del 4%, por lo que los caudales de lodos secundarios flotantes y sobrenadantes son:

$$\text{Caudal de lodos flotados} = 30.56 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Caudal sobrenadante} = 6.31 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Recomendando que el destino del caudal sobrenadante sea la cabecera de la planta.

4.9.1.5. Depósito de la mezcla

Para el dimensionamiento del tanque que sirve como depósito de la mezcla generada anteriormente, tanto de los lodos primarios y secundarios, se toman en cuenta los siguientes datos:

$$\text{Caudal de lodos primarios espesados} = 30.77 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Caudal de lodos secundarios flotados} = 30.56 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Caudal de lodos espesados} + \text{flotados} = 61.33 \text{ m}^3/\text{día}$$

Asumiendo un tiempo de retención de 24 horas, es decir un día, el volumen que se requiere es:

$$\text{Volumen requerido} = 61.33 \text{ m}^3$$

Considerando 1 unidad, las dimensiones del tanque son las siguientes:

$$\text{Diámetro} = 4.8 \text{ m}$$



$$\text{Altura} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 69.40 \text{ m}^3$$

$$\text{Área} = 17.35 \text{ m}^2$$

4.9.2. Sistema de Lagunas

Para comenzar el pre dimensionamiento se establecen los siguientes parámetros, los mismo que corresponden a las concentraciones en el efluente del tratamiento primario.

$$DBO_5 = 172.9 \text{ mg/l}$$

$$SS = 72.45 \text{ mg/l}$$

$$\text{Coliformes fecales (Ni)} = 1.7 \times 10^8 \text{ NMP/100 ml}$$

$$Q_{\text{medio}} = 11433 \text{ m}^3/\text{día}$$

Se plantea el uso de lagunas en serie: laguna anaerobia, laguna facultativa y laguna de maduración.

4.9.2.1. Laguna Anaerobia

Con estos datos se dimensiona la laguna anaerobia, la misma que de acuerdo a (Córtes Martínez, Treviño Cansino, & Tomasini Ortiz, 2017) tiene el siguiente proceso:

a) Carga Orgánica

$$\text{Carga Orgánica (CO)} = \frac{Q_{\text{medio}} * DBO_5}{1000}$$

$$\text{Carga Orgánica (CO)} = 1976.76 \text{ kg/día}$$

b) Carga volumétrica

De acuerdo con datos consultados del INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología), temperatura mínima mensual del mes más frío durante los últimos años es de 16.1°C.



Tabla 59 Valores de diseño para cargas volumétricas en función de la temperatura

Fuente (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2015)

Temperatura °C	Carga volumétrica (g DBO ₅ / m ³ – día)	Remoción del DBO %
<10	100	40
10-20	20 T-100	2 T +20
20-25	10 T-100	2 T+20
>20	300	60

De acuerdo a la tabla 59, el valor de la carga volumétrica es:

$$\lambda_v = 20 * (T) - 100$$

Donde:

λ_v = Carga orgánica volumétrica (g DBO₅ / m³ – día)

T = Temperatura media mínima del mes más frío (°C)

$$\lambda_v = 222 \text{ g DBO}/\text{m}^3\text{día}$$

c) Remoción de DBO₅

Según la tabla 62, la remoción de DBO₅ está dado por la siguiente expresión:

$$\% \text{ DBO}_{\text{removido}} = 2 T + 20$$

$$\% \text{ DBO}_{\text{removido}} = 52.2 \%$$

d) Volumen de la laguna anaerobia

Con todos estos parámetros ya determinados se procede a dimensionar el volumen de la laguna anaerobia.

$$V_a = \frac{\text{DBO}_5 * Q_{\text{medio}}}{\lambda_v}$$

$$V_a = 11432.99 \text{ m}^3$$

e) Área de la laguna anaerobia



De acuerdo a (Córtes Martínez, Treviño Cansino, & Tomasini Ortiz, 2017), la altura recomendada para la laguna debe estar entre los 2 y 4 metros, entonces asumiendo una altura de 3 metros, la superficie necesaria es:

$$\text{Área laguna anaerobia} = 3810.99 \text{ m}^2$$

f) Producción de lodos

En las lagunas anaerobias y facultativas la acumulación de lodos por un tiempo muy prolongado puede ocasionar problemas que disminuyan la eficacia del tratamiento por lo que (Oakley, 2005) recomienda que los lodos sean removidos cada 2 a 5 años o bien cuando la capacidad de la laguna haya disminuido al 30%.

Según indica (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2015), una persona puede llegar a producir 40 litros de lodos en el año, lo que para 2 años implica un volumen de lodos de:

$$\text{Volumen de lodos} = 3437.12 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura de lodos} = 0.9 \text{ m}$$

g) Tiempo medio de retención hidráulica

$$Oa = \frac{Va}{Q \text{ medio}}$$

$$Oa = 1 \text{ días}$$

h) Concentración de la DBO_5 en el efluente de la laguna

Este dato da conocer la eficiencia del tratamiento y viene dado por la siguiente expresión:

$$DBO_e = (100 - \%DBO_{removido}) * DBO_5$$

$$DBO_e = 82.65 \text{ mg/l}$$

i) Remoción de coliformes fecales

Se comienza obteniendo la constante global de decaimiento, la misma que está dada por la siguiente expresión:

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

$$Kt(d^{-1}) = 1.319 \text{ d}^{-1}$$

Con esto se determina los coliformes fecales en el efluente de la laguna.

$$\text{Coliformes fecales en la laguna anaerobia } (N_e) = \frac{N_i}{1 + Kt * Oa}$$



$$Ne = 7.33 \times 10^7 \text{ NMP}/100 \text{ ml}$$

4.9.2.2. Laguna Facultativa

a. Carga Orgánica

Con el dato de la concentración de la DBO_5 en el efluente de la laguna anaerobia, se procede a calcular la carga orgánica.

$$\text{Carga Orgánica (CO)} = 944.89 \text{ kg/día}$$

b. Carga Superficial y % de Remoción de DBO

De acuerdo con (McGarry & Pescod, 1970) la eliminación del DBO en esta laguna esta entre el 70 y 90%.

Para la obtención de la carga superficial (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2015), adoptó la siguiente expresión:

$$\lambda_s = 250 * (1.085)^{T-20}$$

$$\lambda_s = 181.87 \text{ kg DBO}/m^3 \text{ día}$$

c. Área de la laguna facultativa

$$\text{Área laguna facultativa} = \frac{10 * DBO_e * Q \text{ medio}}{\lambda_s}$$

$$\text{Área laguna facultativa} = 51953.97 \text{ m}^2$$

d. Volumen de la laguna facultativa

Según (Córtes Martínez, Treviño Cansino, & Tomasini Ortiz, 2017), la altura de la laguna facultativa debe estar entre 1.5 a 1.8 metros.

$$\text{Volumen laguna facultativa} = 77930.95 \text{ m}^3$$

e. Tiempo medio de retención hidráulica

$$Of = 6.82 \text{ días}$$

f. Concentración de la DBO en el efluente de la laguna facultativa.



$$DBO_f = \frac{DBO_e}{Kf * Of + 1}$$

Para determinar la concentración de la DBO en el efluente de la laguna facultativa se necesita determinar el parámetro conocido como constante de decaimiento a una temperatura cualquiera (kf), la misma que está dada por:

$$kf = \frac{1.2}{(1.085)^{35-T}}$$

$$kf = 0.26 \text{ día}^{-1}$$

Entonces:

$$DBO_f = 30.05 \text{ mg/l}$$

$$\text{Eficiencia de remoción DBO} = 64\%$$

g. Remoción de coliformes fecales

Primero se determina el coeficiente de dispersión (d), para calcular este coeficiente se asume una relación largo – ancho de 3, considerando que no se van a incluir mamparas.

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

$$d = 0.312$$

Ahora se calcula el coeficiente de reducción bacteriana (Kb).

$$Kb = 0.841 * (1.075)^{T-20}$$

$$Kb = 0.634 \text{ día}^{-1}$$

Además se obtiene la constante “a”, la misma que de acuerdo con (Córtes Martínez, Treviño Cansino, & Tomasini Ortiz, 2017), se sustenta por medio de la expresión de Wehner & Wilhem.

$$a = \sqrt{1 + 4 * Kb * Of * d}$$

$$a = 2.528$$

Entonces, según (Córtes Martínez, Treviño Cansino, & Tomasini Ortiz, 2017), para el cálculo de los coliformes en la laguna facultativa se usa la siguiente ecuación, la misma que se sustenta en la ley de Chick y solo sirve si el coeficiente de dispersión (d) es menor a 2.

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2*d}\right)}}{(1 + a)^2}$$



Donde:

$\frac{N_f}{N_o}$: Coeficiente de coliformes fecales remanentes en el efluente de la laguna facultativa.

$$\frac{N_f}{N_o} = 0.07$$

$$\text{Coliformes fecales en la laguna facultativa} = \frac{N_f}{N_o} * N_i$$

$$\text{Coliformes fecales en la laguna facultativa} = 5.13 \times 10^6 \text{ NMP/100 ml}$$

4.9.2.3. Laguna de maduración

Este proceso es fundamentalmente para remover coliformes, de acuerdo con (Metcalf & Eddy, Inc, 1995), el tiempo de retención en la laguna de maduración está entre 5 y 20 días. Con esto se procede a dimensionar el espacio requerido.

Se espera que con un tiempo de retención de 15 días se alcance más del 99% de remoción en coliformes fecales.

$$\text{Tiempo de retención } (O_m) = 15 \text{ días}$$

1. Volumen de la laguna de maduración

$$\text{Volumen de la laguna de maduración} = Q_{\text{medio}} * O_m$$

$$\text{Volumen de la laguna de maduración} = 171494.86 \text{ m}^3$$

2. Área de la laguna de maduración

Se recomienda una altura de la laguna de 1.5 metros según lo establecido en (Córtes Martínez, Treviño Cansino, & Tomasini Ortiz, 2017).

$$\text{Área de la laguna de maduración} = 114329.91 \text{ m}^2$$

3. Concentración de DBO₅ y coliformes fecales



Siguiendo el mismo procedimiento explicado en las lagunas facultativas, se procede a determinar la concentración de DBO₅ y coliformes fecales en el efluente de las lagunas de maduración.

Para los coliformes fecales:

$$d = 0.312$$

$$Kb = 0.634 \text{ día}^{-1}$$

$$a = 3.586$$

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4 * a * e^{\left(\frac{(1-a)}{2*d}\right)}}{(1 + a)^2}$$

$$\frac{Nf}{No} = 0.01$$

$$\text{Coliformes fecales en la laguna maduración } (Ne) = \frac{Nf}{No} * Ni$$

$$Ne = 5.53 \times 10^4 \text{ NMP/100 ml}$$

Eficiencia en la remoción de coliformes fecales = 99.97%

Para DBO₅:

$$kf = 0.257 \text{ día}^{-1}$$

$$DBO_f = 6.19 \text{ mg/l}$$

4.10. Desinfección

Para dimensionar el área requerida correspondiente a la desinfección el parámetro crítico es el tiempo de contacto entre el efluente del tratamiento secundario y el agente desinfectante.



En el caso de la cloración de acuerdo a (Abellán Soler, 2014), el tiempo de retención aconsejable esta entre 15 y 30 minutos, por lo que usando esto se procede al pre-dimensionamiento.

$$\text{Caudal máximo diario} = 226.81 \text{ l/s}$$

$$\text{Tiempo de retención} = 15 \text{ minutos}$$

$$\text{Volumen requerida para desinfección con cloro} = 204.13 \text{ m}^3$$

Para una altura asumida de 2 metros, el espacio requerido es de:

$$\text{Área requerida para desinfección con cloro} = 102 \text{ m}^2$$

Para el caso de la desinfección con rayos UV, según (Environmental Protection Agency (EPA), 1999), el tiempo de retención recomendado va desde 20 hasta 30 segundos, entonces:

$$\text{Caudal máximo diario} = 226.81 \text{ l/s}$$

$$\text{Tiempo de retención} = 30 \text{ segundos}$$

$$\text{Volumen requerido para desinfección con rayos UV} = 6.80 \text{ m}^3$$

Para una altura asumida de 1 metro, el espacio requerido es de:

$$\text{Área requerida para desinfección rayos UV} = 6.80 \text{ m}^2$$



5. Resultados y conclusiones

5.1. Área total requerida para Lodos Activados

El área requerida para implementar la línea de lodos activados es la siguiente:

Tabla 60 Áreas requeridas para lodos activados

Elaboración propia

Área Lodos Activados Convencionales m2	Área Clarificador m2	Área espesamiento lodos primarios m2	Área espesamiento lodos secundarios m2	Área depósito de mezcla m2
526.82	612.48	25.13	15.9	17.35

Como esta línea de tratamiento necesita el pretratamiento, tratamiento primario y desinfección se tiene:

- Si se toma como referencia la recomendación de la (INEN, 1992)

Tabla 61 Área requerida para lodos activados con pre tratamiento y tratamiento primario de (INEN, 1992)

Elaboración propia

Área Pretratamiento m2	Área Tratamiento Primario m2	Área desinfección por cloro m2	Área desinfección por rayos UV m2
18	461.84	102	6.80



- Si se sigue el proceso de (La Iglesia Gandarillas, 2016):

Tabla 62 Área requerida para lodos activados con pre tratamiento y tratamiento primario de (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Elaboración propia

Área Pretratamiento	Área Tratamiento Primario	Área desinfección por cloro	Área desinfección por rayos UV
m2	m2	m2	m2
47.64	366.44	102	6.80

El área total con la que cuenta el terreno ya adquirido por EMAPAS G EP, es de 3139.53 m², por lo que cualquiera de las opciones presentadas anteriormente que incluyen lodos activados puede ser implementada sin problema. Sin embargo, en el tratamiento primario, al comparar las dos metodologías propuestas, se concluye que el tratamiento primario recomendando por la INEN 5 requiere una longitud de sedimentador de 43 metros, lo ocupa gran parte del espacio disponible e impide la construcción de las demás unidades; el tratamiento establecido por (La Iglesia Gandarillas, 2016), permite una mejor distribución del espacio y permite la construcción de las demás unidades de tratamiento; a más de requerir el 80% del área necesaria por la normativa INEN 5.

5.2. Área total requerida para lagunas

De acuerdo con el dimensionamiento anteriormente desarrollado, el área total requerida para implementar el sistema de lagunas de estabilización es de:

$$\text{Área total requerida} = 170094.87 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total requerida} = 17 \text{ Ha}$$

Como la línea de tratamiento incluye pretratamiento y tratamiento primario, la superficie requerida es:

- Usando el pretratamiento y tratamiento que recomienda la norma (INEN, 1992)



Tabla 63 Área requerida para lagunas usando el pre tratamiento y tratamiento primario de (INEN, 1992)

Elaboración propia

Área de Pretratamiento (m ²)	Tratamiento Primario (m ²)	Laguna Anaerobia (m ²)	Laguna Facultativa (m ²)	Laguna de Maduración (m ²)
18	461	3810.99	51953.97	114329.9

- Tomando el pretratamiento y tratamiento alternativo que plantea (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Tabla 64 Área necesaria para lagunas usando el pre tratamiento y tratamiento primario de (La Iglesia Gandarillas, 2016)

Elaboración propia

Área de Pretratamiento (m ²)	Tratamiento Primario (m ²)	Laguna Anaerobia (m ²)	Laguna Facultativa (m ²)	Laguna de Maduración (m ²)
47.64	366.44	3810.99	51953.97	114329.9

Para ninguna de las dos opciones el área del terreno ya adquirido es suficiente, por lo que, en el caso de querer implementar esta línea de tratamiento, se necesita contar con otro terreno, una opción factible es adquirir una extensión de terreno disponible frente a donde se encuentra actualmente la descarga, como se indica en la siguiente ilustración, en donde el área en rojo representa el posible lugar de implantación y el área en azul, la que se encuentra actualmente disponible.

De acuerdo con datos del GAD Municipal de Gualaceo, el metro cuadrado en esta zona tiene avalúo en la actualidad \$65 dólares americanos.

Se puede observar también que la laguna de maduración es usada únicamente para desinfección debido a que la concentración de DBO en el efluente es inferior a la requerida por la norma de descarga, motivo por el cual se puede prescindir de la laguna de maduración y usar desinfección con rayos UV o desinfección con cloro.



Ilustración 16 Área requerida y disponible para la PTAR Curantag

Fuente: Google Earth Pro



6. Bibliografía

- Abellán Soler, M. (2014). *La desinfección en la regeneración de efluentes depurados*. Madrid.
- Arocha R, S. (1983). *CLOACAS Y DRENAJES*. Ediciones Vega.
- Bayas Urquiza , J. A. (2018). *Propuesta de dotaciones de agua potable para poblaciones menores a 150000 habitantes del Ecuador, basada en las características meteorológicas y socio-económicas*. Riobamba.
- Cárdenas Calvachi, G. L., & Sánchez Ortiz , I. A. (2013). *Nitrógeno en aguas residuales: orígenes, efectos y mecanismos de remoción para preservar el ambiente y la salud pública*. San Juan de Pasto .
- CEPIS. (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Lima.
- Chamorro, J. (04 de Abril de 2016). *Depuración para principiantes II: Diseño de la obra de llegada*. Obtenido de iagua: <https://www.iagua.es/blogs/jorge-chamorro/depuracion-principiantes-ii-diseno-obra-llegada-ejemplo>
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2015). *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Zonas Rurales, Periurbanas y Desarrollos Ecoturísticos*. México.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2015). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Operación y mantenimiento de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Lagunas de estabilización*. México.
- Comisión Nacional del Agua. (s.f.). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales: Pretratamiento y Tratamiento Primario*. Coyoacán .
- Comités KA5 y KA6 de la ATV. (2000). *Norma ATV-A131 "Dimensionamiento de Plantas de Fangos Activos de una Etapa"*.
- Córtés Martínez, F., Treviño Cansino, A., & Tomasini Ortiz, A. C. (2017). *Dimensionamiento de lagunas de estabilización* . México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- EMAAP-Q. (2009). *Normas de Diseño de Alcantarillado para la EMAAP-Q*. Quito.
- EMAPAS-G EP . (2015). *GUALACEO 2050*. Gualaceo.
- Environmental Protection Agency (EPA). (1999). *Folleto informativo de aguas residuales*. Washington DC.
- Ferrer Medina , Y. (2015). *Estudio Previos y Planteamiento de Proyectos de Saneamiento en Latinoamérica - Análisis de Alternativas para el Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales*. Madrid: Cedex.



- Fibras y Normas de Colombia S.A.S. (2017). *Reactor o Tanque RAFA*. Obtenido de <https://blog.fibrasynormasdecolombia.com/reactor-o-tanque-uasb-o-rafa/>
- Fuentes Beltrán, R. (2011). *Sistemas de Depuración Natural*. Obtenido de Lagunas de maduración: <http://depuranatura.blogspot.com/2011/05/lagunas-de-maduracion-la-tecnologia-de.html>
- GEDAR - Gestión de Aguas y Residuos. (s.f.). *Filtro Percolador*. Obtenido de Filtro Percolador : <https://www.gedar.com/residuales/tratamiento-biologico-aerobio/filtros-percoladores.htm>
- Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Gualaceo. (2015). *Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Gualaceo*. Gualaceo.
- Gonzalez Silva, J. P., & Gómez Ortega, K. A. (2016). *Optimización de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales del Municipio de Bojocá- Cundinamarca*. Bogotá.
- Gonzalez Valenzuela, M. (24 de Junio de 2016). *Tratamiento del Agua*. Obtenido de Contactor Biológico Rotativo: <https://www.tratamientodelagua.com.mx/contactor-biologico-rotativo/>
- INEN. (1992). *CPE INEN 5 - NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES* (Primera ed.). Quito.
- ISA - Ingeniería y Servicios Ambientales. (s.f.). *Lodos activados vs contactores biológicos rotatorios (rbc's) vs reactores de lecho fijo movil*. Obtenido de Lodos activados vs contactores biológicos rotatorios (rbc's) vs reactores de lecho fijo movil: <https://isa.ec/lodos-activados-vs-contactores-biologicos-rotatorios-rbcs-vs-reactores-de-lecho-fijo-movil/>
- IWA. (2006). *Biological wastewater treatment in warm climate regions* (Vol. 1). Londres: IWA Publisihing.
- Jerves Cobo, R. F. (2006). *PLANES MAESTROS DE ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE GUALACEO*. Gualaceo .
- La Iglesia Gandarillas, J. (2016). *Dimensionamiento de una Estación Depuradora de Aguas Residuales (E.D.A.R)*.
- Marín Galva, R. (2016). *CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS E IMPACTOS ASOCIADOS A SU VERTIDO. AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES Y SU INCIDENCIA EN LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO*. Madrid: CEDEX.
- MARN - Minisiterio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2016). *Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador*. San Salvador.



- Martínez Santacruz, C. Y., Herrera López, D., Gutiérrez Hernández, R. F., & Bello Mendoza, R. (2015). *TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA MEDIANTE UN REACTOR RAFA Y UNA CELDA MICROBIANA DE COMBUSTIBLE*. México DF.
- McGarry, M. G., & Pescod, W. B. (1970). *Stabilization Pond Design Criteria for Tropical Asia. In Proceedings of the Second International Symposium on Waste Treatment Lagoons*.
- Mena Sanz, J. (2008). *Depuración de aguas residuales con humedales artificiales: Ventajas de los sistemas híbridos*. Madrid.
- Menéndez Guitiérrez, C., & Pérez Olmo, J. M. (2007). *Procesos para el Tratamiento Biológico de Aguas Residuales Industriales*. La Habana: Editorial Universitaria.
- Metcalf & Eddy, Inc. (1995). *Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Reutilización* (Tercera ed.). Davies, California: McGraw-Hill.
- Metcalf & Eddy, INC. (1995). *Ingeniería de Aguas Residuales: Redes de Alcantarillado y Bombeo*. Davis: McGRAW-HILL.
- Ministerio del Ambiente. (2015). *Revisión y Actualización de la Norma de Calidad Ambiental y de Descarga de Efluentes: Recurso Agua. Libro VI - ANEXO 1*. Quito.
- Nuevo, D. (14 de Mayo de 2020). *Humedales artificiales en depuración de agua residual*. Obtenido de TECPA: <https://www.tecpa.es/humedales-artificiales-en-depuracion-de-agua-residual/>
- Oakley, S. M. (2005). *Lagunas de Estabilización en Honduras: Manual de diseño, construcción, operación y mantenimiento, monitoreo y sostenibilidad*. Chico.
- Ortiz Bardales, P. E. (2014). *Fundamentos de tratamiento por lagunas*. La Ceiba.
- Pacheco, E. (2021). Sedimentación. En E. Pacheco, *Diseño de Pequeñas Plantas de Agua Potable* (pág. 7). Cuenca.
- Pérez Oddershede, A. V. (2010). *Selección de Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales para Localidad de Santa Bárbara Usando Metodología de Decisión Multicriterio*. Santiago de Chile.
- Rodríguez Serrano, J. A. (2008). *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas comunidades*. Sonora: Universidad de Sonora.
- Romero Rojas, J. A. (2000). *Tratamiento de Aguas Residuales*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Romero Rojas, J. A. (2000). *Tratamiento de Aguas Residuales: Teoría y Principios de Diseño*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- SSWM. (s.f.). *Humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial*. Obtenido de Humedal artificial de flujo horizontal subsuperficial: <https://sswm.info/es/gass-perspective-es/tecnologias-de/tecnologias-de-saneamiento/tratamiento-semi-centralizado/humedal-artificial-de-flujo-horizontal-subsuperficial>



SSWM. (s.f.). *Humedal artificial de flujo vertical*. Obtenido de Humedal artificial de flujo vertical: <https://sswm.info/es/gass-perspective-es/tecnologias-de/tecnologias-de-saneamiento/tratamiento-semi-centralizado/humedal-artificial-de-flujo-vertical>

SSWN. (2017). *Reactor Anaeróbio de Flujo Ascendente* . Obtenido de Reactor Anaeróbio de Flujo Ascendente : <https://sswm.info/es/gass-perspective-es/tecnologias-de/tecnologias-de-saneamiento/tratamiento-semi-centralizado/reactor-anaerobio-de-flujo-ascendente>

Tapote Jaume, A. (2013). *Depuración y regeneración de aguas residuales urbanas*. Alicante: Universitat D'Alacant.

Topographic-map.com. (s.f.). *Topographic-map.com*. Obtenido de Topographic-map.com: <https://es-ec.topographic-map.com/maps/6o3n/Gualaceo/>

UNIVERSIDAD NACIONAL “SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO”. (2016). *Desengrasadores*. Huaraz.

Von Sperling, M. (2007). *Biological Wastewater Treatment Vol. 1: Wastewater Characteristics, Treatment and Disposal*. IWA Publisshing.

WikiWater. (s.f.). *TÉCNICAS DE LAGUNAJE*. Obtenido de TÉCNICAS DE LAGUNAJE: <https://wikiwater.fr/a21-tecnicas-de-lagunaje>



Anexo A. Resultados de la caracterización de las aguas residuales.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA

RESULTADOS DE ANALISIS FISICO-QUIMICO Y BACTERIOLÓGICO DE AGUA RESIDUAL			
Muestra procedencia:	Muestra compuesta.- Gualaceo.- Azuay		
Tipo de fuente:	Agua Residual		
Fecha de toma:	11 - 12 de agosto de 2021		
Fecha de análisis:	12 de agosto de 2021		
Condiciones Climatológicas:	Nublado		
Análisis solicitado por:	Sr. Andrés Guillén - Srta. Belén Maldonado		

PARAMETROS	Agua Residual	UNIDAD	OBSERVACIONES
HORA	8:00:00	am	Muestra compuesta
PARAMETROS FISICOS			
CONDUCTIVIDAD	612,0	microsiemens/cm	
PARAMETROS QUIMICOS			
pH	7,82		
NITROGENO AMONIACAL	23,52	mg/l	como Nitrógeno
NITROGENO ORGANICO	40,88	mg/l	como Nitrógeno
NITROGENO TOTAL KJELDAHL	64,40	mg/l	como Nitrógeno
FOSFORO TOTAL	4,010	mg/l	como Fósforo
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO	247,0	mg/l	
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO	426,82	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS SEDIMENTABLES	2,0	ml/L	
SOLIDOS TOTALES	466,0	mg/l	
SOLIDOS TOTALES FIJOS	245,0	mg/l	
SOLIDOS TOTALES VOLATILES	221,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES	262,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS FIJOS	174,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS VOLATILES	88,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	204,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS	71,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES	133,0	mg/l	
PARAMETROS BACTERIOLÓGICOS			
COLIFORMES TOTALES	1,60E+08	NMP/100 ml	24H - 35°C
E. COLI	3,50E+06	NMP/100 ml	24H - 35°C

Responsable

Dra. Guillermina Pauta C.
DIRECTORA DE LABORATORIO

Anexo 1 Resultados de análisis físico – químico y bacteriológico de agua residual tomado el 11 y 12 de agosto de 2021

UNIVERSIDAD DE CUENCA
UNIVERSIDAD DE CUENCAFACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA

RESULTADOS DE ANALISIS FISICO-QUIMICO Y BACTERIOLÓGICO DE AGUA RESIDUAL

Muestra procedencia:	Muestra compuesta.- Gualaceo.- Azuay
Tipo de fuente:	Agua Residual
Fecha de toma:	22 - 23 de agosto de 2021
Fecha de análisis:	23 de agosto de 2021
Condiciones Climatológicas:	Lluvia
Análisis solicitado por:	Sr. Andrés Guillén - Srta. Belén Maldonado

PARAMETROS	Agua Residual	UNIDAD	OBSERVACIONES
HORA	8:00:00	am	Muestra compuesta
PARAMETROS FISICOS			
CONDUCTIVIDAD	534,0	microsiemens/ cm	
PARAMETROS QUIMICOS			
pH	7,68		
NITROGENO AMONICAL	20,50	mg/l	como Nitrógeno
NITROGENO ORGANICO	6,60	mg/l	como Nitrógeno
NITROGENO TOTAL KJELDAHL	27,10	mg/l	como Nitrógeno
FOSFORO TOTAL	3,960	mg/l	como Fósforo
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO	226,0	mg/l	
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO	404,35	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS SEDIMENTABLES	1,8	ml/L	
SOLIDOS TOTALES	477,0	mg/l	
SOLIDOS TOTALES FIJOS	204,0	mg/l	
SOLIDOS TOTALES VOLATILES	273,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES	270,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS FIJOS	136,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS VOLATILES	134,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	207,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS	68,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES	139,0	mg/l	
PARAMETROS BACTERIOLÓGICOS			
COLIFORMES TOTALES	1,60E+09	NMP/100 ml	24H - 35°C
E. COLI	3,40E+06	NMP/100 ml	24H - 35°C

Responsable

Dra. Guillermina Pauta C.
DIRECTORA DE LABORATORIO

Anexo 2 Resultados de análisis físico – químico y bacteriológico de agua residual tomado el 22 y 23 de agosto de 2021



UCUENCA

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA**RESULTADOS DE ANALISIS FISICO-QUIMICO Y BACTERIOLÓGICO DE AGUA RESIDUAL**

Muestra procedencia:	Muestra compuesta.- Gualaceo.- Azuay
Tipo de fuente:	Agua Residual
Fecha de toma:	03 - 04 de octubre de 2021
Fecha de análisis:	05 de octubre de 2021
Condiciones Climatológicas:	Nublado
Análisis solicitado por:	Sr. Andrés Guillén - Srta. Belén Maldonado

PARAMETROS	Agua Residual	UNIDAD	OBSERVACIONES
HORA	9:00:00	am	Muestra compuesta
PARAMETROS FISICOS			
CONDUCTIVIDAD	592,0	microsiemens/ cm	
PARAMETROS QUIMICOS			
pH	7,51		
NITROGENO AMONIACAL	27,78	mg/l	como Nitrógeno
NITROGENO ORGANICO	9,40	mg/l	como Nitrógeno
NITROGENO TOTAL KJELDAHL	37,18	mg/l	como Nitrógeno
FOSFORO TOTAL	4,50	mg/l	como Fósforo
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO	205,0	mg/l	
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO	476,78	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS SEDIMENTABLES	2,6	ml/L	
SOLIDOS TOTALES	522,0	mg/l	
SOLIDOS TOTALES FIJOS	269,0	mg/l	
SOLIDOS TOTALES VOLATILES	253,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES	329,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS FIJOS	197,0	mg/l	
SOLIDOS DISUELTOS VOLATILES	132,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	193,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS	72,0	mg/l	
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES	121,0	mg/l	
PARAMETROS BACTERIOLÓGICOS			
COLIFORMES TOTALES	1,60E+09	NMP/100 ml	24H - 35°C
E. COLI	1,70E+08	NMP/100 ml	24H - 35°C

Responsable

UNIVERSIDAD DE CUENCA
Facultad de Ingeniería
LABORATORIO DE
INGENIERIA SANITARIADra. Guillermina Parra C.
DIRECTORA DE LABORATORIOCAMPUS CENTRAL
Av. 12 de Abril y Agustín Cueva
Telf: (+593 - 7) 405 - 1000
Cuenca - Ecuador
www.ucuenca.edu.ec

Anexo 3 Resultados de análisis físico – químico y bacteriológico de agua residual tomado el 03 y 04 de octubre de 2021

ANEXO B. Registro fotográfico de los muestreos realizados.



Anexo 4 Implantación del vertedero



Anexo 5 Vertedero en funcionamiento



Anexo 6 Muestreador ISCO en funcionamiento